

ARMIERTER BETON.

1916. April.

INHALT

Neuere Ausführungen der Firma Kell & Löser. Von B. Löser (Dresden-Hamburg). (Fortsetzung von S. 94, Heft 4, 1915). S. 81.

Deutschlands Wirtschaftsleben in und nach dem Kriege. Nach einem Vortrag von Syndikus Dr. Paul Wildner, gehalten auf der 19. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins E. V. am 23. Februar 1916. S. 89.

Wirkungsweise der Umschnürung bei Eisenbetonsäulen. Von Dr. M. R. v. Thullie. S. 90.

Die Zulassung von Eisenportlandzement. S. 93.

Berechnung des kontinuierlichen Balkens mit veränderlichem Trägheitsmoment auf elastisch drehbaren Pfeilern sowie Berechnung des mehrfachen Rahmens mit geradem Balken nach der Methode der Fixpunkte. Von

Dr.-Ing. Ernst Suter, Oberingenieur der Wayss & Freytag A.-G. in Neustadt an der Haardt (Fortsetzung von S. 75). S. 94.

Literaturschau. Bearbeitet von Bauamtmann Dr.-Ing. R. Schöber (Dresden). S. 99.

Verschiedene Mitteilungen: Kandelaber und Säulen aus bewehrten Beton-Schleuderrohren in Amerika. S. 101. — Ringbildung zum Zwecke der Vermeidung ruinöser Unterbietung im Submissionsverfahren. S. 101. — Kriegsteilnahme des zum Schiedsrichter gewählten Bausachverständigen. S. 102. — Sind die Inhaber eines Eisenbetongeschäftes bei der Handelskammer oder bei der Handwerkskammer beitragspflichtig? S. 102. — Das Recht auf den eigenen Namen. S. 103.

Bücherbesprechungen. S. 103.

NEUERE AUSFÜHRUNGEN DER FIRMA KELL & LÖSER.

Von B. Löser (Dresden-Hamburg).

(Auszug aus einem im Sächs. Architekten- und Ingenieur-Verein gehaltenen Vortrage.)

(Fortsetzung von S. 94, Heft 4, 1915.)

7. Rampenanlage.

Die Fig. 23 enthält eine Eisenbeton-Rampenanlage, die längs des Giebels einer neuerrichteten Arbeitshalle an einem vorhandenen Wall gelegen ist. Die Höhenverhältnisse dieses Walles sind durch die Höhenlinien angedeutet. Die links dargestellte Stützwand bestand und es sollte durch die Rampenanlage vor dem Giebel des neuen Gebäudes ein Weg in Höhe ± 0 geschaffen werden, zugleich aber auch ein Zugang von ± 0 nach der auf $+ 3,05$ m liegenden Krone der bestehenden Stützwand. Der Aufgang nach $+ 3,05$ wurde mit 8% Steigung bei 2,00 m Wegbreite hergestellt. Dadurch ergab sich die Notwendigkeit, 2 Stützmauern zu errichten, deren Höhe vorn durch den Verlauf des 2,00 m breiten Aufganges, hinten durch die Höhe des abzustützenden Walles bestimmt war. Im linken Teil konnte die Wand als gewöhnliche Stützmauer ausgebildet werden. Zur Ermittlung des Erddruckes wurde die natürliche Böschung mit $\varphi = 30^\circ$ und die Erdschwere mit $\gamma = 1600 \text{ kg/m}^3$ gerechnet. Die Nutzlast auf dem Wege wurde mit 1000 kg/m^2 angenommen, was einer Überschüttungshöhe von rund 65 cm entspricht.

Auf die Sohle der Winkelstützwand wirken die folgenden Kräfte (Fig. 24):

- a) der Erddruck E ;
- b) die Schwere G_1 des senkrechten Schenkels der Wand;
- c) die Schwere G_2 des wagerechten Schenkels der Wand;
- d) die Schwere G_3 des Erdreiches, welches den wagerechten Schenkel der Wand belastet.

Diese 4 Kräfte ergeben die Mittelkraft R , die die Aufstandsfläche der Wand im Abstand 32,5 cm vom Rand schneidet. Ihre senkrechte Teilkraft $V = 11\,140 \text{ kg}$ erzeugt in dem zur Wirkung gelangenden Teil der Aufstandsfläche die Kantendruckung $\sigma = 2,32 \text{ kg/cm}^2$. Für die Biegung des senkrechten Schenkels kommt nur die wagerechte Teilkraft $E_w = 4207 \text{ kg}$ des Erddruckes in Betracht. E_w erzeugt am untersten Querschnitt der Wand das Moment

$$M_{\max} = 146 \cdot 4207 = 614\,222 \text{ kgcm.}$$

Der zugehörige Querschnitt hat eine Nutzhöhe von $h = 40 \text{ cm}$, $F_e = 17,3 \text{ cm}^2$ ($\varnothing 12$ im Abstand $t = 6,5 \text{ cm}$) und erhält die Randspannungen:

$$\sigma_e = 28,34 \text{ kg/cm}^2, \sigma_c = 987 \text{ kg/cm}^2, x = 12,045 \text{ cm.}$$

Die Momentenfläche des senkrechten Schenkels ist, wie bekannt, eine kubische Parabel, die in Fig. 24 dargestellt ist. Zu dem Querschnitt 320 cm unter Mauerkrone gehört das Moment $M = 3,800 \text{ mt}$. Die Abmessungen sind hier:

$$\text{Nutzhöhe: } h = 25,5 \text{ cm, } F_e = 17,3 \text{ cm}^2 (\varnothing 12 \text{ mm im Abstand } t = 6,5 \text{ cm});$$

Randspannungen:

$$\sigma_e = 36,83 \text{ kg/cm}^2, \sigma_c = 979 \text{ kg/cm}^2, x = 9,20 \text{ cm.}$$

Für den unteren wagerechten Schenkel der Wand rühren die Biegemomente her von den von unten nach oben wirkenden Bodenpressungen und von der Schwere G_3 des auf dem inneren Schenkel ruhenden Erdreiches. Die gewählte Form der Eisen gestattet ein bequemes und sicheres Versetzen derselben.

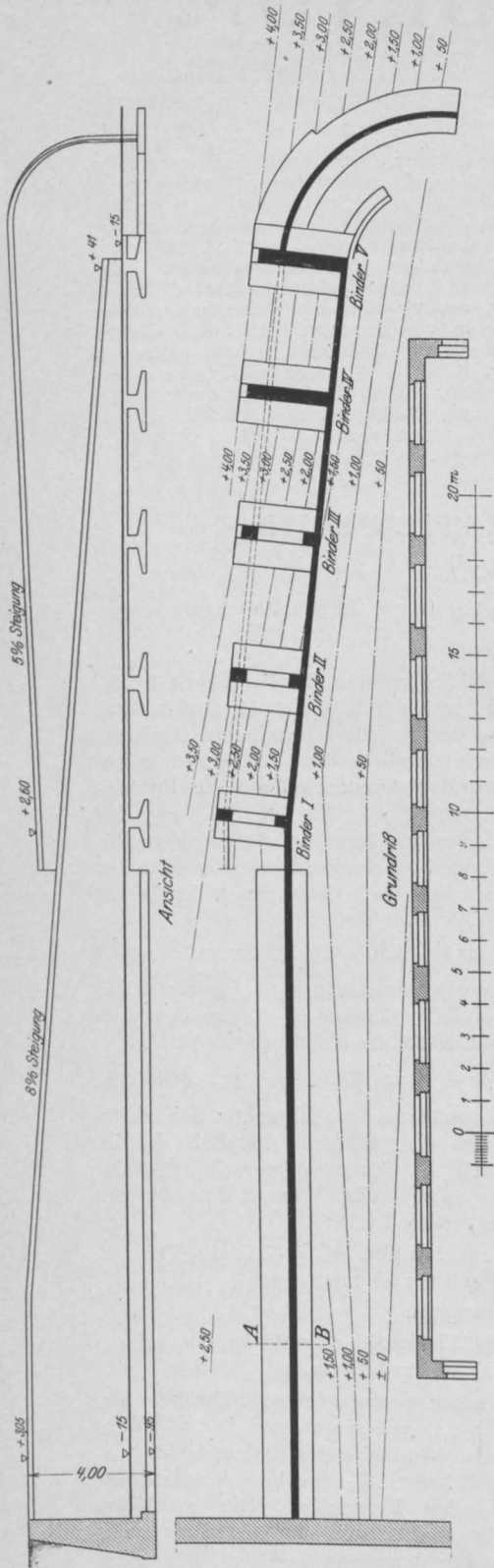


Fig. 23.

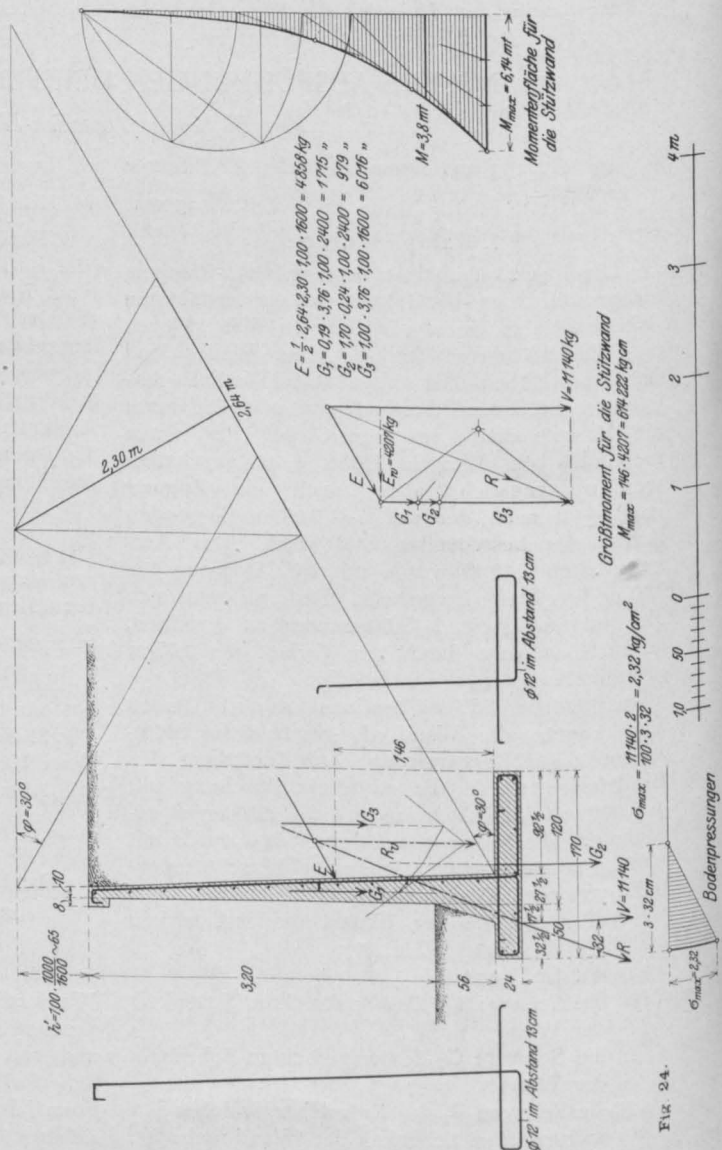


Fig. 24.

Im rechten Teil der Rampenanlage sind Binder I bis V angeordnet (Fig. 25). Sie nehmen vorn eine von Binder zu Binder gespannte untere Wand auf, gegen welche sich das Erdreich des unter 8% ansteigenden Weges abstützt. Hinten erhält der Binder ein nach oben gerichtetes Konsol; die Binderkonsolen nehmen die hintere Stützwand auf. Auf diese Weise entstehen stuhlähnliche Binderformen mit unteren breiten Aufstandsflächen. Die gewählte Binderform hat den Vorzug, daß man den Wall nur auf geringe Tiefe anzuschneiden genötigt war, da die Binderfundamente an der zugänglichen vorderen Seite gelegen sind. Den Abschluß der hinteren Wand

bildet eine Winkelstützmauer, die im Grundriß Kreisform hat.

Fig. 26 stellt in größerem Maßstab den Binder III dar. Als Kräfte wirken auf die Fundamentplatte die Eigenschwere der Konstruktionen, die Schwere des Erdreiches über der Fundamentplatte, die beiden Erddrücke auf der vorderen und hinteren Wand. Die Breite der Fundamentplatte ergibt sich aus der Be-

in dem Mittelfelde. Die Berechnung wurde unter der Annahme durchgeführt, daß die Endsäulen, die in den Umfassungen stehen, als starr mit dem Binder verbunden, die schlankeren Innensäulen dagegen als Pendelstützen angesehen wurden. Bei unsymmetrischer Belastung ist das System dreifach statisch unbestimmt und können als die statisch unbestimmbaren Größen die immer gleich-

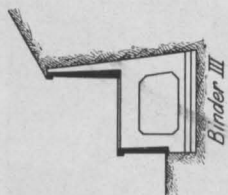
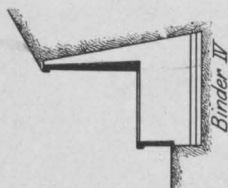
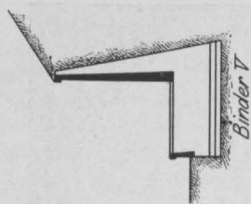
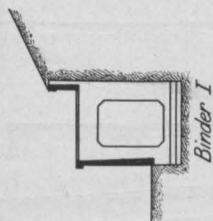
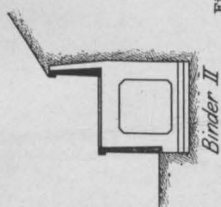


Fig. 25.



Schnitt A-B

dingung, daß die Kantenpressung von 2,5 kg/cm² höchstens erreicht werden darf. Die Binder wurden als Rahmen gerechnet.

8. Zweigeschossige Arbeitshalle und Kopfbau.

Fig. 27 stellt eine zweigeschossige Arbeitshalle dar. Das Untergeschoß bietet nichts Absonderliches. Das Erdgeschoß enthält einen großen Arbeitsraum mit Oberlicht außer der normalen Beleuchtung durch die Fenster in den Umfassungswänden. Die Binderentfernung ist 5,77 m. Jeder Binder ist ein dreifeldiges System mit den Spannweiten 10,00 m in den beiden Endfeldern, 12,00 m

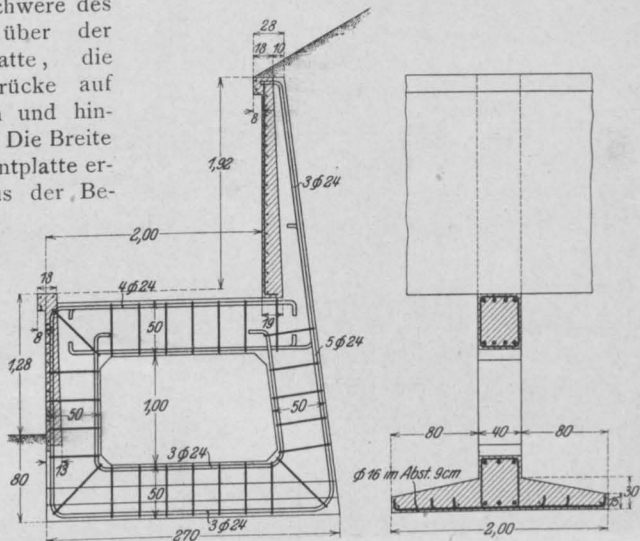


Fig. 26.

großen Eckmomente M_0 und die inneren Stützmomente M_1 und M_2 gewählt werden. Bei symmetrischer Belastung wird $M_1 = M_2$, wodurch sich der Grad der statischen Unbestimmtheit auf zwei verringert.

Die konstruktive Ausbildung des Rahmens geht aus Fig. 28 hervor. Eine eigenartige Ausbildung erhielt der Nebenhaken, um an jeder Stelle Transmissionen anbringen zu können. Zu diesem Zwecke wurde die notwendige Breite der Nebenhaken (22 cm) beiderseits auf 15 cm Höhe um 6 cm verbreitert. Die untere Breite der Nebenhaken ist dadurch 34 cm. Die obere ausspringende Ecke der Verbreiterung ist durch Winkel-eisen geschützt. Die Verbreiterung wurde mit besonderer Sorgfalt durch entsprechend gebogene Nägel in engen Abständen bewehrt (vergl. Fig. 29).

Die Dachhaut selbst besteht zunächst aus einer oberen Ruberoid-Bedachung. Darunter befindet sich eine Wärme-Isolierung, bestehend aus einer Flachschiicht aus porösen Ziegelhohlsteinen, deren Oberseite zur Aufnahme der Bedachung einen Zementglattstrich erhielt. Unter der Ziegelhohlsteinschiicht liegt nunmehr die tragende Eisenbetondecke. Die gewählte Wärmeisolierung hat sich im verfloßenen Winter sehr gut bewährt und ist verhältnismäßig preiswert herzustellen.

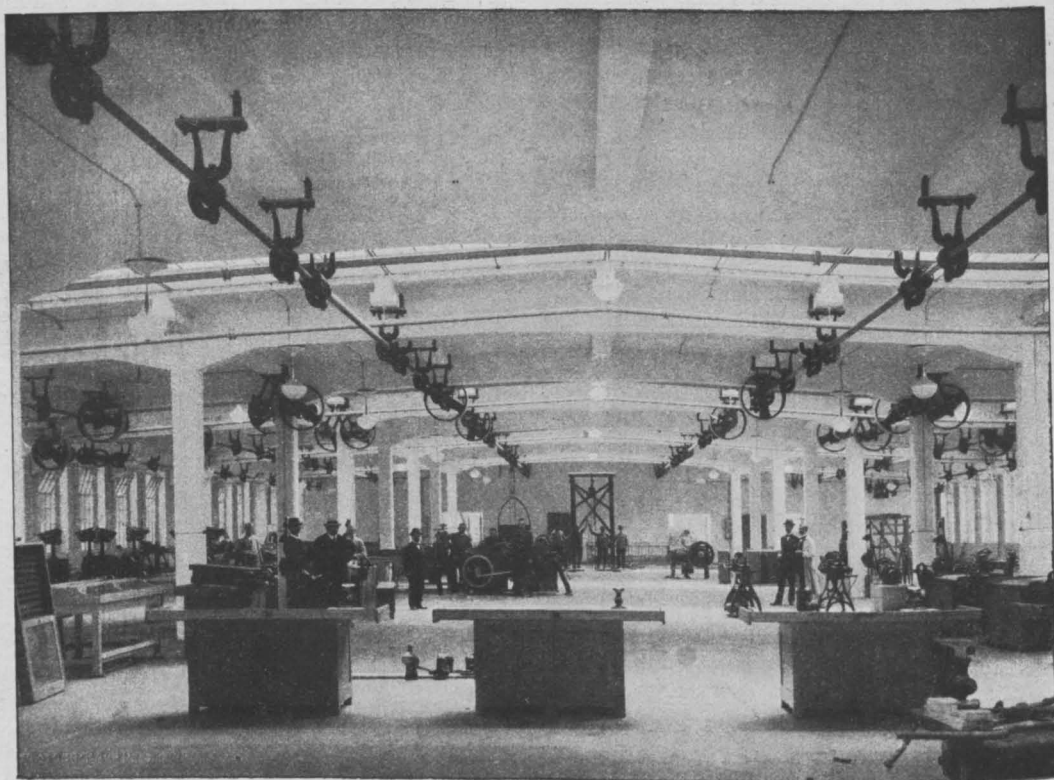


Fig. 27.

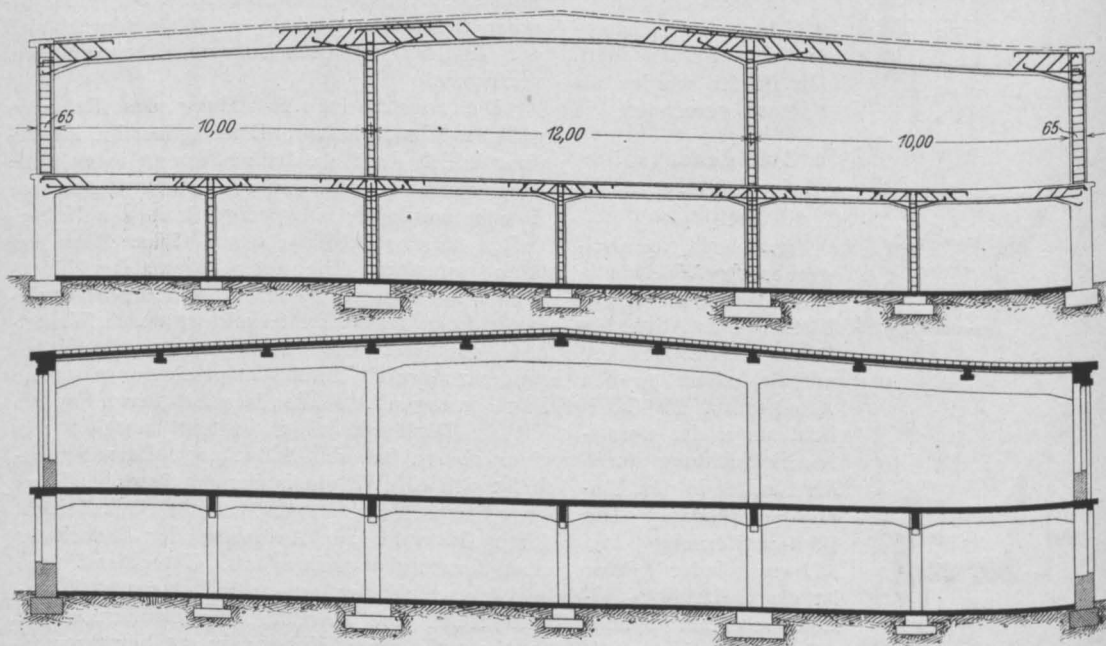


Fig 28.

9. Eingangshalle der neuen technischen Hochschule, Dresden.

Die Decke in der im Grundriß unregelmäßigen Eingangshalle der neuen technischen Hochschule zu Dresden fand eine architektonisch reizvolle Lösung durch ein sehr flaches Kuppelgewölbe. Die Spannweite beträgt 750 cm, die Stichhöhe 38 cm. Das Gewölbe enthält 10 cm Stärke, Radial- und Ringbewehrung. Die Gewölbezwickel wurden mit Magerbeton ausgeglichen. Die Spannungen in dem Gewölbe sind gering, während der Gewölbeschub nicht unerheblich ist. Zur Aufnahme desselben dienen 4 Stück Eisenbetonbalken, die sich tangential an die Kuppel anschmiegen und die nochmals 4 kleine Eisenbetonbalken in den Ecken tragen. Die Kuppel wird also von einem Balkenkrans umschlossen, in dem die zur Überwindung des Schubes nötigen Eisen untergebracht sind. Außer dieser Bewehrung erhalten die Balken noch die nötige Bewehrung für die senkrecht wirkenden Kräfte. Es zeigen Fig. 31 Grundriß und Schnitt der Halle, Fig. 32 das Gewölbe in der Ausführung. Die Konstruktionen rings um die Kuppel wurden durch eine unten angehangene Rabizdecke verkleidet.

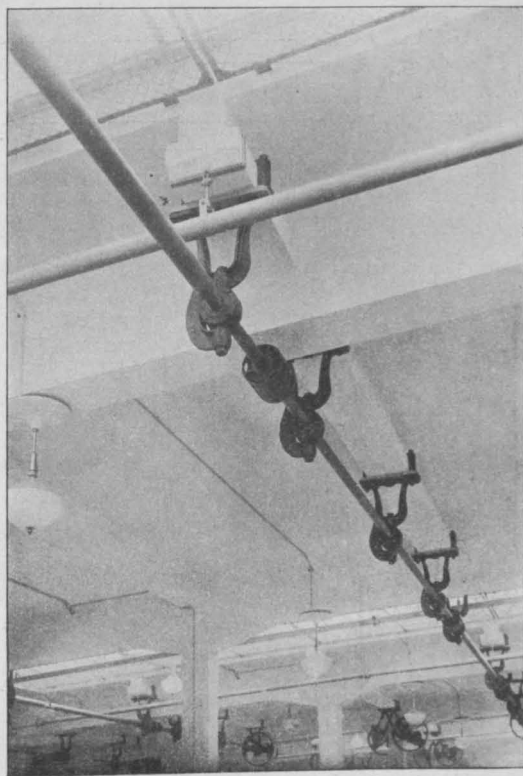


Fig. 29.

10. Sternwartenturm der Königl. Techn. Hochschule zu Dresden.

Der wirkungsvolle Neubau der technischen Hochschule zu Dresden wird architektonisch beherrscht durch den Sternwartenturm. Das wertvolle Instrument erhielt einen vom übrigen Gebäude unabhängigen Unterbau aus Eisenbeton,

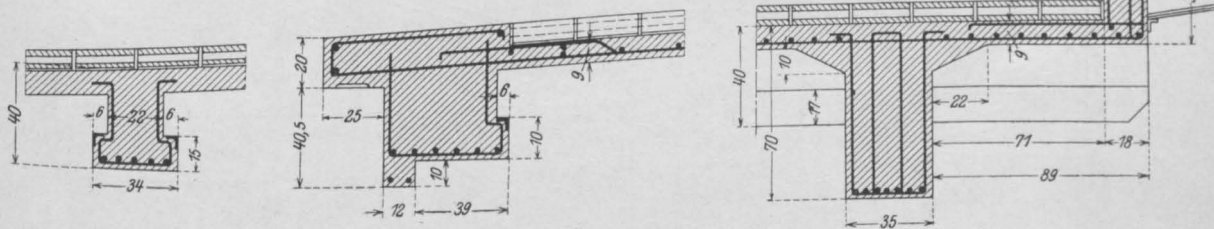


Fig. 30.

der tiefer als das übrige Gebäude gegründet ist. Es war dies nötig, um die Erschütterungen infolge des Verkehrs und die elastischen Schwingungen des Turmes bei Wind von dem Instrument fernzuhalten. Die Decken des Fernrohrturmes liegen aus diesem Grunde nicht auf dem Fernrohrunterbau auf; vielmehr sind in allen Geschossen einige Zentimeter Luftzwischenraum zwischen den Decken und dem Unterbau vorhanden.

Der konstruktive Aufbau des Turmes kann auf Fig. 33 verfolgt werden. Der obere runde Teil des Turmes von 8,20 m äußerem Durchmesser wird getragen von 8 Eisenbetonsäulen. In den Umfassungen des darunter befindlichen 8eckigen

Teiles des Turmes stehen ebenfalls 8 Stück Eisenbetonsäulen, die von Decke IV bis zur Decke II reichen.

In den unteren Geschossen ist der Sternwartenturm zu einer Treppenhausevorhalle ausgebildet worden und hat daselbst innen reiche architektonische Ausbildung erfahren. Die Vorhallen haben 11,70 m Lichtweite. Die nicht unerheblichen Lasten des Turmes, der in seinem achteckigen und runden Teile äußerlich ganz mit Kupfer verkleidet ist, mußte aufgenommen werden von der Decke IV. Sie besteht aus 4 Stück sich rechtwinklig kreuzender Unterzüge, von denen jeder außer den Deckenlasten immer 4 Stück der Eisenbetonturm-

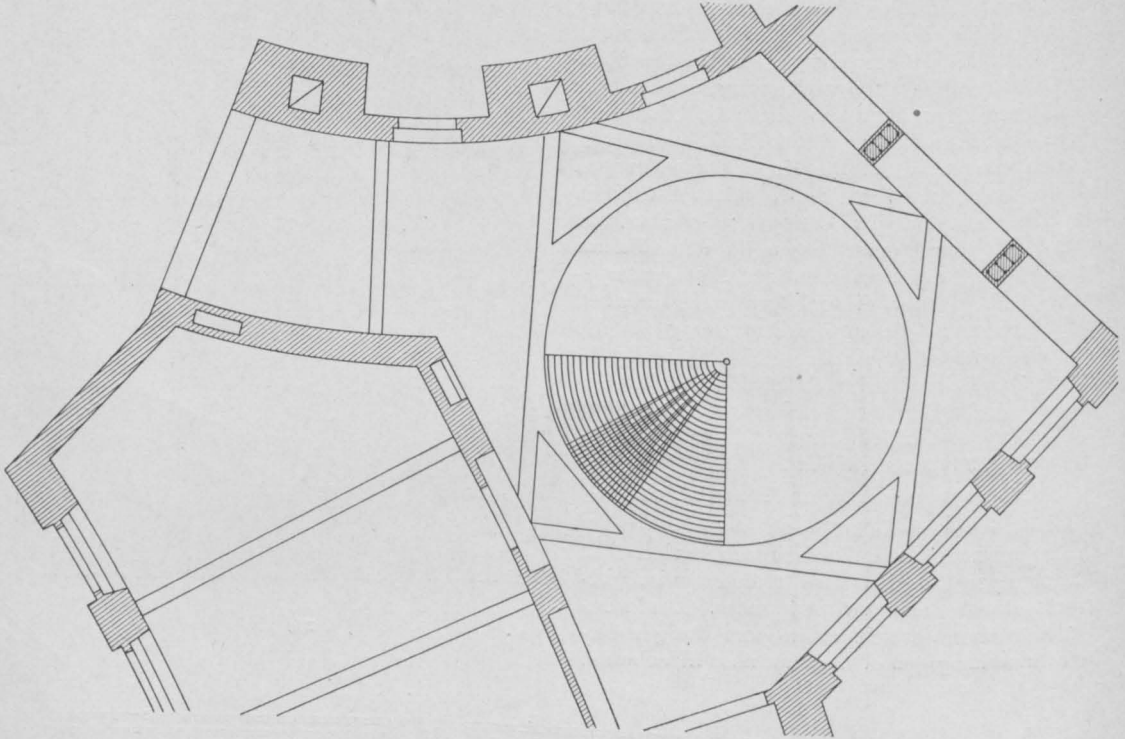


Fig. 31.

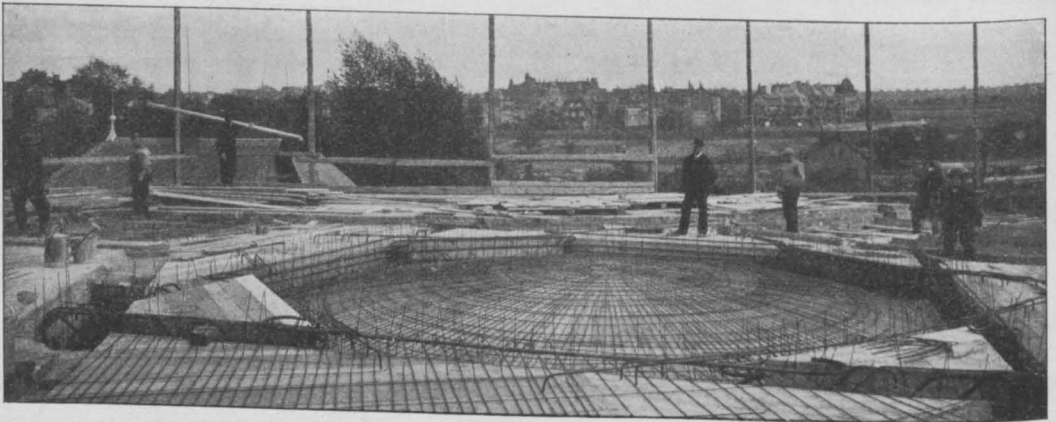


Fig. 32.

säulen aufzunehmen hat. Die Deckenfelder erhielten kreuzweise Bewehrung. Unter Voraussetzung von Vollbelastung sind alle 4 sich kreuzende Bal-

ken gleich belastet. Die Balken erhielten zur sicheren Übertragung der Druckspannungen eine Verstärkung, die sich im Grundriß als unregel-

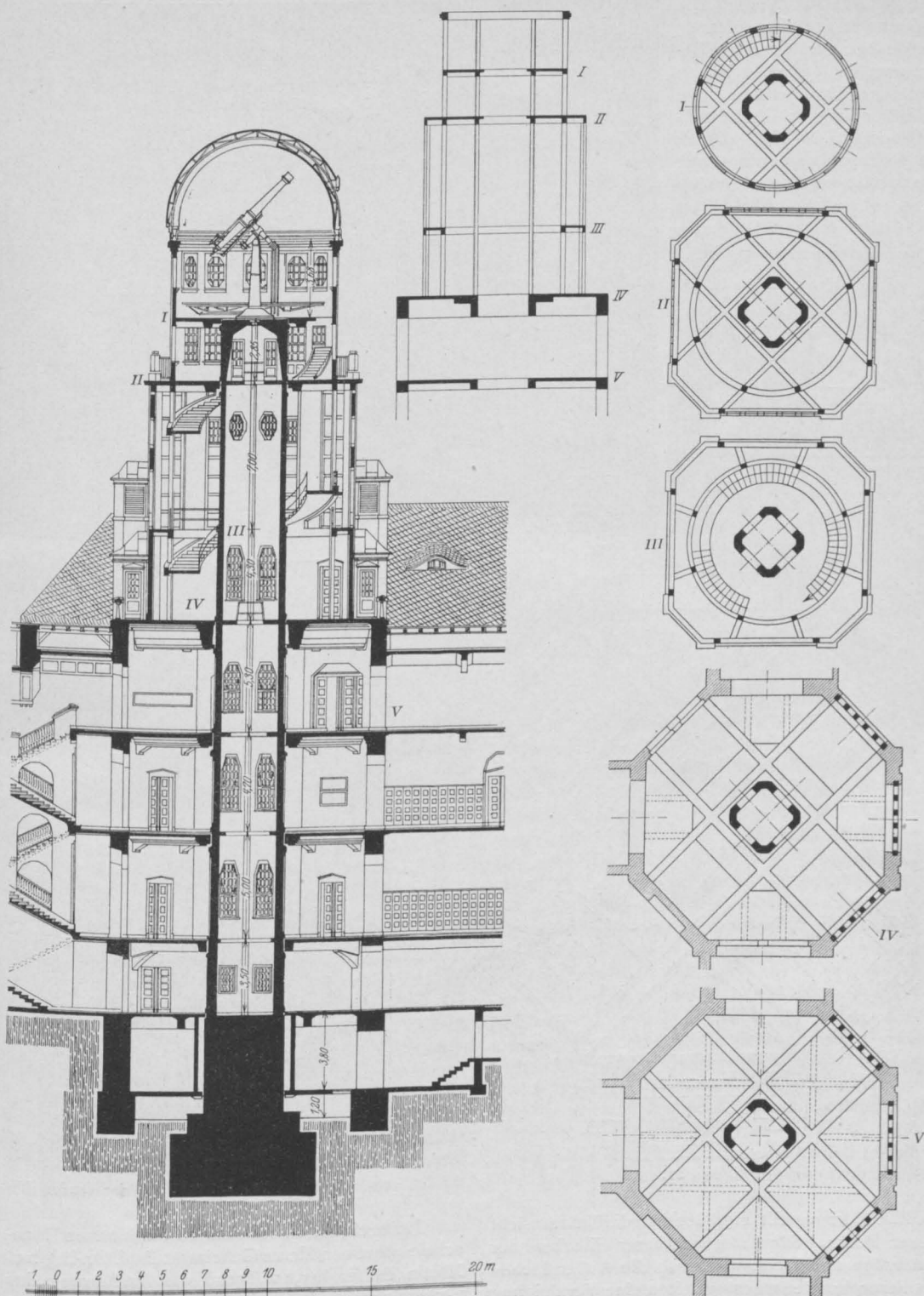


Fig. [33].

mäßiges Achteck darstellt. Die im Grundriß punktierten Unterzüge haben nur dekorative Bedeutung. Die 4 großen Balken der Decke IV haben 135 cm Höhe und 40 cm Breite. Die Bewehrung besteht aus $7\phi 40 + 3\phi 36$, die in 2 Lagen angeordnet sind. Die architektonische Ausbildung schweren Decke IV ist

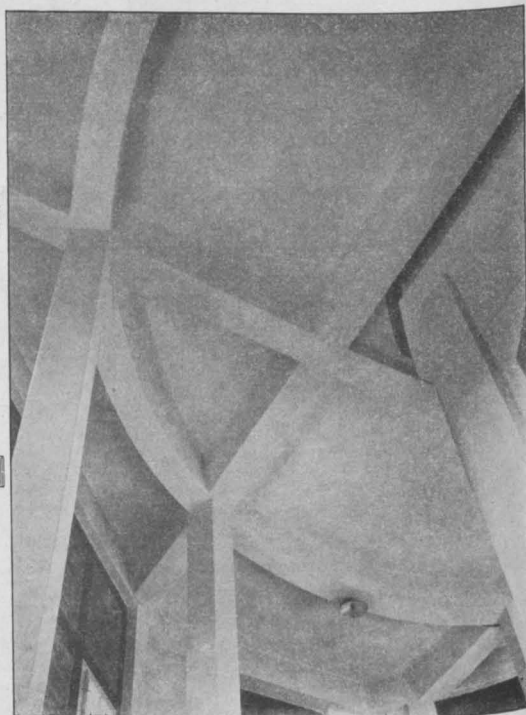
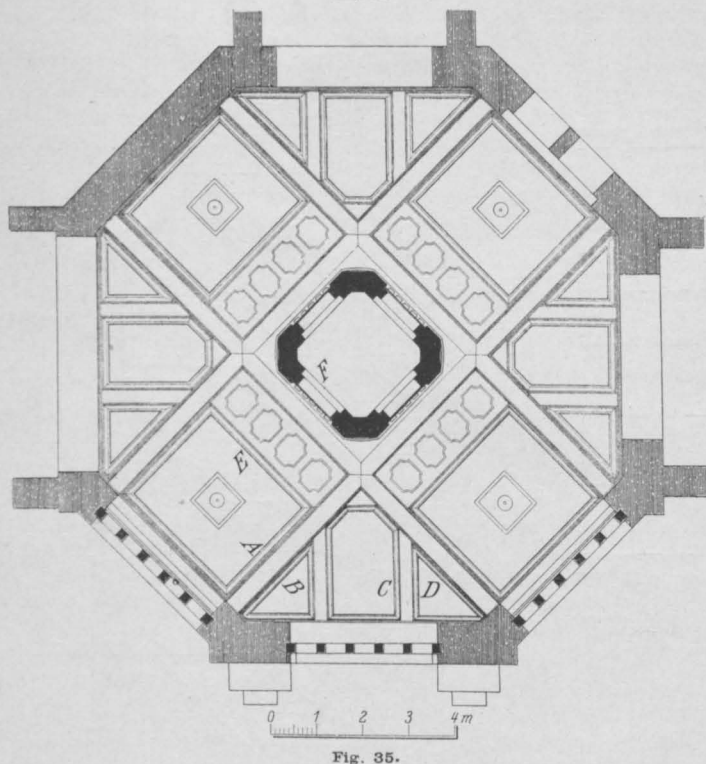
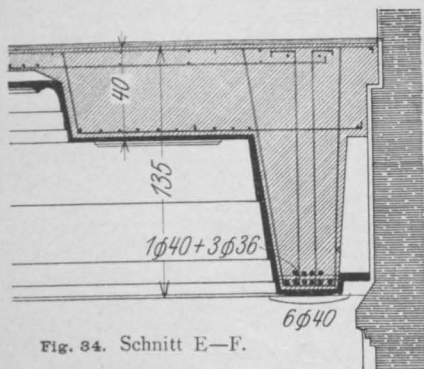


Fig. 36. Unteransicht der Decke II.

auf Fig. 35 dargestellt, Fig. 36 enthält die Unteransicht dieser Decke. Sämtliche sichtbaren Flächen der Unterzüge und Decken, ebenso die Außenflächen des Fernrohrunterbaues erhielten eine Verkleidung von werksteinmäßig bearbeitetem Vorsatzbeton.

Der architektonische Entwurf der neuen Hochschule rührt von Herrn Geheimrat Prof. Dr.-Ing. h.c. Martin Dülfer her, während die Ausführung des Baues durch ein besonderes Kgl. Neubauamt unter Leitung des Herrn Baurat Koch erfolgte.

DEUTSCHLANDS WIRTSCHAFTSLEBEN IN UND NACH DEM KRIEGE.

Nach einem Vortrag von Syndikus Dr. Paul Wildner),**gehalten auf der 19. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins E. V. am 23. Februar 1916.*

Der Vortragende ging von einem Gleichnis aus, indem er den Krieg mit einem Feuer und giftige Dämpfe einhertreibenden Wirbelsturmwind, das deutsche Wirtschaftsleben im Kriege mit einer Eisenbetonmauer verglich, deren Lehrgerüst die Feinde selbst durch die Abschließung vom Welthandel und durch ihren Aushungerungsplan aufzurichten geholfen und die wir durch die Eiseneinlagen der Anpassung, Einrichtung und Umgestaltung zu verstärken und fest zu verankern gewußt haben. Diese Eisenbetonmauer hat, wenn sie auch ein Notbau war, für den keine „anerkannten Regeln der Baukunst“ zuträfen, Stand gehalten. Der Neubau dieses Wirtschaftsgefüges, dessen Kern die Deckung des Heeresbedarfs bildete, erweiterte die Erkenntnisse des ganzen Volkes und schärfte den Blick für die weitere wirtschaftliche Entwicklung nach dem Kriege. Daß diese Umformung gelang, ist der schlimmste Strich durch die Rechnung Englands, das nach einem Worte Goethes im Werther, weniger infolge von Mißverständnissen, als aus Trägheit und aus List und Bosheit an den Wirrungen in der Welt Schuld ist. Die Trägheit zeigt sich darin, daß es sich in seiner behäbigen, satten Ruhe durch unseren Fleiß, unsere Anpassungsfähigkeit und Schaffensfreudigkeit im Welthandel gestört fühlte. Freilich mußte Deutschland, das in dem guten Willen nach einer Verständigung bis zur äußersten Grenze seiner Ehre, Würde und Verantwortung für die Zukunft des Volkes gegangen, mit seinen 70 Millionen Einwohnern, seiner starken Bevölkerungsvermehrung und seiner bisherigen Beteiligung am Welthandel mit über 21 Millionen Mark gleich 13 % des gesamten Welthandels durch die Abschließung vom Weltmarkt schwer getroffen werden. Es gelang aber, den Gürtel zu einem Rettungsgürtel umzugestalten, durch die Umordnung und Anpassung der Wirtschaftskräfte, durch die Auffindung neuer Quellen der Nahrungs- und Rohstoffversorgung, die Regelung des Geld- und Finanzwesens und die öffentlich-rechtliche Anordnung planmäßigen Haushaltens. So wuchsen wir in den geschlossenen Handelsstaat hinein, wie ihn Johann Gottlieb Fichte bereits im Jahre 1800 entworfen hat und dessen Maßnahmen und Einrichtungen für die heutigen Zustände zutreffen, wie z. B. die Entwöhnung von Genüssen und die Vermeidung ausländischer Luxuswaren, die Auffindung von Ersatzstoffen usw. Bei rechtzeitiger Erinnerung an die Ideen Fichtes hätte man auch den wirtschaftlichen Generalstab,

wie ihn Geheimrat Riesser und andere befürworteten, vor dem Kriege eingerichtet und dadurch manche Schwierigkeiten und Fehler vermieden. Von einer Lebensmittelnot ist allerdings bei uns keine Rede, nur bei der Verteilung und der Preisregelung hat oft keine glückliche Hand gewaltet. Wir brauchen unser Brot nicht mit Tränen zu essen, müssen aber weiter haushalten, da z. B. die letzte Ernte um 4½ Millionen Tonnen hinter dem Durchschnitt der letzten 5 Erntejahre mit 15 Millionen Tonnen zurückblieb. Wenn auch manche Auswüchse zu beobachten waren, die eben nicht am Baum volkswirtschaftlicher Erkenntnis gewachsen sind, so haben doch alle Erwerbszweige im allgemeinen mitgeholfen, uns über die schwere Not der Zeit hinwegzubringen. Die staatlichen und behördlichen Eingriffe in das Wirtschaftsleben und das teilweise Ausschalten der Privatwirtschaft haben uns allerdings dem Staatssozialismus näher gebracht, der seine Bedenken und Gefahren hat. Die über 100 verschiedenen Kriegsorganisationen allein volkswirtschaftlicher Art, ungeachtet der zahlreichen sozialen Kriegsfürsorge-Einrichtungen, zeigen den Umfang unseres Organisationsgeistes und gaben Anregung zu neuen Gedankenbildungen. Auch wenn man es nicht mit Adolf Wagner und seiner Lehrmeinung über den Staatssozialismus oder mit Friedrich Naumann in seinem „Mitteleuropa“ hält, so wird es sich doch nur darum handeln, in welchem Maße, Umfang und in welchem Schritt in der Zukunft das Gebiet ausgebaut wird, in dem die Kriegserfahrungen Neuland eröffnen haben. Schon jetzt wird die gemeinwirtschaftliche Zwangsregelung auf vielen Gebieten des Warenverkehrs und die monopolartige Stellung gewisser behördlicher Stellen in ihrer Einwirkung auf den freien Handel unliebsam empfunden. Kämpfe zwischen Unternehmern und Arbeitern werden auch in Zukunft nicht ausbleiben, wie schon das Scheitern der jüngsten Verhandlungen über den Reichstarifvertrag für das Baugewerbe lehrt. Die Hoffnung auf den ewigen Burgfrieden ist zweifellos verfehlt; aber es gilt auf allen Seiten den wirtschaftlichen Kampf so zu führen, daß der Staat und die gesunde wirtschaftliche Fortentwicklung nicht leiden. Die Erhaltung der Finanzkraft wird wesentlich gefördert durch die Stärkung der Kaufkraft unserer Währung, der Valuta und der Zahlungsbilanz. Um die letztere nicht zu schwächen, über deren Verhältnis zur Handelsbilanz insbesondere der passiven, sich Herr Dr. Wildner ebenso verbreitete, wie über die Devisen oder Auslandswechsel, müssen wir die Ausfuhr steigern und die Einfuhr verringern.

*) Der Vortrag ist in erweiterter Form im Buchhandel erschienen, vgl. die Besprechung im Mai-Hefte. Schriftlgt.

Für entbehrliche Dinge darf kein Geld mehr ins Ausland fließen, sodaß weder unnötige Luxusartikel bezogen werden, noch die Vorversorgung der Industrie und des Handels mit ausländischen Rohstoffen für den Friedensfall zu stark betrieben wird. Die neue Organisation des Devisenhandels, die beschleunigte Regelung von Ausfuhrbewilligungsgesuchen und neue Einfuhrverbote werden dazu helfen. Wir werden unseren Platz auf dem Weltmarkte nicht für immer preisgeben, das sind wir unserem Volk und unserer Zukunft schuldig und erfüllen damit auch eine Kulturaufgabe. Das werden wir erreichen, wenn wir nicht am Reichtum allein hängen, wie die englische Schule des Adam Smith es lehrte, sondern mit Friedrich List die Kraft, Reichtümer zu schaffen, als wichtiger und werterzeugender ansehen und wenn wir mit Steuer- und Opferfreudigkeit an die Lösung unserer Aufgaben gehen. Der Einschränkung des Bargeldumlaufs und der Erweiterung des bargeldlosen Zahlungsverkehrs, der Regelung des Grundbesitzverkehrs und des Realkredits werden wir uns besonders zuzuwenden haben. Der Redner besprach hierzu die verschiedenen Vorschläge, so die unkündbare Tilgungshypothek, die Stadtstaaten, Schätzungsämter und die damit verbundenen Bedenken der Entwertung von Grundstücken und der Einengung der Bautätigkeit und erörterte dann die Fragen der inneren Koloni-

sation, des Verkehrs- und Bildungswesens, der Bevölkerungspolitik, die nur durch großzügige Behandlung zu lösen seien. Der Ausbau der Wasserstraßen, die Schaffung von Verbindungen unserer großen Ströme, wobei auch dem Beton- und Eisenbetonbau wichtige Aufgaben zufallen werden, werden in stande sein, durch Austausch der Erzeugnisse verschiedener Gebiete, uns eine gesicherte Zukunft zu geben, wobei der wirtschaftliche Zusammenschluß von Mitteleuropa nicht ohne Bedeutung sein wird. Unsere zukünftige Entwicklung ist aber, einschließlich der Ab rundung unseres Wirtschaftsgebietes, eine Bildungsfrage, die auch die Lehre von der Bevölkerungsbewegung umfaßt, die nicht nach Art eines Malthus zu regeln ist, der sie eindämmen zu müssen glaubte, sondern von dem Grundsatz geleitet sein muß, daß nur ein an Zahl und Tüchtigkeit hervorragendes Volk Anspruch und Aussicht auf eine Zukunft hat. Wenn wir dann unsere Gedankenwelt auch innerlich vertiefen, die geschäftliche Regsamkeit aus der allgemeinen geistigen Verfassung sprießen lassen und den Satz befolgen, „daß es der Geist ist, der sich den Körper baut“, so wird Deutschland aus diesem quellfrischen Born neue Kraft zum Leben und Streben bei seinem Aufstieg zum führenden Wirtschaftsvolke schöpfen und die Schäden des Krieges überwinden.

WIRKUNGSWEISE DER UMSCHNÜRUNG BEI EISENBETONSÄULEN.

Von Dr. M. R. v. Thullie.

Bekanntlich hat auf die Wirkungsweise der Umschnürung bei Eisenbetonsäulen zuerst Considère aufmerksam gemacht. Er hat gefunden, daß die für die Umschnürung verwendete Eisenmenge 2,2-mal mehr zur Tragfähigkeit der Säule beiträgt als die Längsarmierung. Er hat gefunden, daß durch die Umschnürung die Betonfestigkeit im Kerne bedeutend gesteigert wird, daß die Betonschale beim Versuch vor der Höchstlast abfällt und daher zur Tragfähigkeit nicht beiträgt.

Auf Grund der Versuche Considères und anderer Forscher wurde zuerst in der österreichischen Vorschrift vom Jahre 1907 die Formel behufs Berechnung der umschnürten Säulen

$$\sigma_b = \frac{P}{F_b + 15 F_e + 30 F_u}$$

aufgestellt, die später auch in die preußische Ministerialverordnung aufgenommen wurde.

Diese Verordnungen waren aber nur provisorisch und in den letzten Jahren wurden zahlreiche Versuche mit den umschnürten Säulen durchgeführt, welche die noch nicht genügend beleuchtete Frage der Berechnung der umschnürten Säulen zu lösen trachteten. Ich erwähne unter

anderen die Versuche von Talbot, Emperger, Odorico, Rudeloff, vom Österreichischen Eisenbetonausschuß, von Probst, Saliger, Bach.

Die letzten Versuche Bachs*) wurden behufs Klarstellung des Einflusses der Ganghöhe der Schraubenlinie der Spirale auf die Widerstandsfähigkeit der Säule mit bei diesem Forscher gewohnter Genauigkeit und Gewissenhaftigkeit durchgeführt. Bei 33 cm dicken Säulen wurde die Ganghöhe c von 10 cm bis 0,8 cm veränderlich angeordnet, um desto deutlicher diesen Einfluß kennen zu lernen. Die Resultate dieser Versuche sind in der Tabelle I und II zusammengestellt. Die erste Serie der Versuchssäulen wurde aus dem Beton 1 : 2 : 3, die zweite aus dem Beton 1 : 5 ausgeführt. Sonst war die Anordnung ähnlich. In beiden Serien waren die Säulen 51 cm hoch, achteckig im Querschnitte, wobei der Durchmesser des eingeschriebenen Kreises 33 cm war. Es wurden 8 Längseisen mit $d_1 = 10$ mm, der Umschnürungsdraht mit $d = 8$ mm angewendet, der Durchmesser des Kernes war 27 cm.

*) Vergl. Bach: Versuche zur Klarstellung der Wirkungsweise der Umschnürung bei Eisenbetonsäulen, Zeitschr. d. Ver. deutsch. Ing. 1915, S. 898.

Tabelle I.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Nr.	Abmessungen der Spirale		Durch- messer der Säule d cm	Querschnitts- fläche		Riß- bild.- Last t	Last beim Be- ginn des Abb. der Schale t	Höchst- last P t	Querschn. des Kernes F _k cm ²	$\sigma_b =$	$\sigma_b' =$	$P' =$	$\sigma_k =$	$\sigma_b'' =$
	Gang- höhe c mm	F _u cm ²		Beton F _b cm ²	Eisen F _e cm ²					$\frac{P}{P_b + 15F_e + 30F_u}$	$\frac{P}{1,5F_k + 15F_e + 30F_u}$	$\frac{(15F_b + 30F_e)}{= 129}$	$\frac{P - P'}{F_k}$	$\frac{P - P'}{F_b}$
1	—	—	33,2	913	—	125	—	125	—	137				
2	—	—	33,1	907	—	110	—	110	—	121				
3	100	4,4	33,0	902	6,66	130	160	160	577	141	146	29,9	224	144
4		4,6	33,0	902	6,54	125	153	153	585	134	138	29,8	211	136
5	75	6,1	33,0	902	6,54	130	160	160	585	135	138	36,2	212	137
6		5,9	33,1	907	6,54	125	167,5	167,5	581	142	146	34,9	228	146
7	50	8,8	33,1	907	6,54	110	180	195	581	154	158	46,9	255	163
8		9,0	33,2	913	6,54	120	170	180	577	141	146	47,5	230	145
9	40	11,2	33,1	907	6,54	150	185	200	568	149	156	56,0	254	159
10		11,2	33,0	902	6,54	125	185	210	577	157	162	56,0	267	171
11	32	14,4	33,1	907	6,54	150	220	240	581	166	172	67,7	296	190
12		13,7	33,0	902	6,66	140	210	230	577	163	171	65,9	284	182
13	24	19,1	32,8	891	6,54	145	220	290	577	186	189	85,8	354	229
14		19,2	33,1	907	6,54	140	220	259	577	164	173	86,3	300	190
15	16	27,6	33,1	907	6,54	170	260	350	581	191	194	119,2	395	255
16		27,3	32,9	897	6,54	150	220	347	573	192	196	117,6	400	255
17	8	56,0	33,0	902	6,54	150	240	559	573	209	212	228,8	576	366
18		56,0	32,9	897	6,54	165	240	559	573	209	212	228,7	576	368

Tabelle II.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Nr.	Abmessungen der Spirale		Durch- messer der Säule d cm	Querschnitts- fläche		Riß- bild.- Last t	Last beim Be- ginn des Abb. der Schale t	Höchst- last P t	Querschn. des Kernes F _k cm ²	$\sigma_b =$	$\sigma_b' =$	$P' =$	$\sigma_k =$	$\sigma_b'' =$
	Gang- höhe c mm	F _u cm ²		Beton F _b cm ²	Eisen F _e cm ²					$\frac{P}{P_b + 15F_e + 30F_u}$	$\frac{P}{1,5F_k + 15F_e + 30F_u}$	$\frac{(15F_b + 70F_e)}{= 61,5}$	$\frac{P - P'}{F_u}$	$\frac{P - P'}{F_b}$
1	—	—	33,3	919	—	55	—	57,4	—	62,5				
2	—	—	33,1	907	—	55	—	55	—	60,0				
3	75	5,4	33,0	902	6,54	70	99	100	568	86	90	15,9	100	93
4		5,2	33,1	907	6,54	60	103	103	585	89	91	16,2	101	96
5	32	12,9	33,1	907	6,41	70	100	165	568	116	124	29,7	117	149
6		13,4	33,2	913	6,54	75	120	159	577	112	116	30,8	97	140
7	24	16,4	32,9	897	6,66	80	100	186,5	568	125	129	36,4	177	166
8		16,5	33,2	913	6,54	75	120	180	573	120	124	36,5	169	157
9	16	25,3	32,9	897	6,41	85	120	260	568	148	152	52,5	245	231
10		25,8	33,2	913	6,54	80	120	265	564	149	154	52,6	251	231
11	8	50,7	33,1	907	6,54	90	120	449	513	178	181	99,5	449	385
12		49,4	33,1	907	6,54	80	120	438	573	176	182	97,1	423	376

Wir sehen, daß die Bruchspannung des Betons, nach verschiedenen Formeln berechnet, anfangs allmählich, dann aber bei abnehmender Ganghöhe ganz bedeutend steigt. Bei der Ganghöhe $c = \frac{b}{3}$ bis $\frac{b}{7}$ sind die Bruchspannungen in der Serie I nicht viel von der Bruchspannung der Betonsäule verschieden, bei kleineren Ganghöhen steigen sie aber bis um $\frac{3}{4} \sigma_b$. Beim minder gutem Beton der Serie II sind die Betonsäulen bedeutend schwächer, bei kleinerem c ist $\sigma_b' = 3 \sigma_b$. Wir sehen also, daß die jetzt gebräuchliche Formel nur für die gewöhnlich angewendeten Ganghöhen ziemlich der Wirklichkeit entspricht, daß aber bei sehr enger Umschnürung die Tragfähigkeit der Säule bedeutend größer wird.

Bisher wurde als Ursache der größeren Tragfähigkeit der umschnürten Säulen die Verhinderung der Querdehnung durch die Umschnürung betrachtet. Bach nimmt aber an, daß es noch eine andere Ursache gibt, nämlich den Druckwiderstand der Spiralgänge in der Richtung der Säulenachse. Wenn man nämlich $c = d$ annimmt, dann berühren sich die Ringe und es ist leicht zu verstehen, daß dann der Druckwiderstand der Umschnürung wirksam wird. Wenn keine Berührung stattfindet ($c > d$), aber der Abstand klein ist, so bildet nach Bach das Betonmaterial zwischen den einzelnen Ringen infolge der geringen Höhe und infolge des Umstandes, daß es am Ausweichen nach innen durch den Betonkern gehindert ist, eine gegen achsialen Druck bedeutend widerstandsfähige Abstützung.

Rechnen wir nun aus, wie viel dieser Druckwiderstand der Umschnürung betragen kann, wenn $c = d$ wird. Der Draht war 8 mm dick, also $F_e = 0,5 \text{ cm}^2$. Der Umfang der Spirale 8 cm, also der Inhalt 42 cm^3 , für die Höhe 0,8 cm. Statt diesen können wir eine Blechwand $\frac{0,5}{0,8} = 0,625 \text{ cm}$ dick annehmen. Die Druckfläche würde dann $0,625 \times 88 = 55 \text{ cm}^2$ betragen. Bei der Fließgrenze 2500 kg/m^2 würde daher der Druckwiderstand höchstens 137,5 t, bei der Fließgrenze 3000 kg/m^2 1657 betragen, der Unterschied zwischen Serie I Nr. 3, 4 und Nr. 17, 18 beträgt aber 400 t, Serie II Nr. 3, 4 und Nr. 11, 12 337 t. Wir sehen also, daß dieser Unterschied durch den Druckwiderstand der Spirale allein nicht zu erklären ist, wir müssen daher noch die Vergrößerung der Druckfestigkeit des Kernes infolge der Verhinderung der Querdehnung notwendig berücksichtigen, wenn wir die Resultate dieser Versuche erklären wollen. Der Unterschied zwischen Nr. 15, 16 und Nr. 17, 18 Serie I ist 210 t, zwischen Nr. 9, 10 und Nr. 11, 12 Serie II 180 t, kann also mit der Druckfestigkeit der Spirale erklärt werden, welche beim Berühren der Drähte wirksam wird. Ich glaube daher, daß, wenn sich die Drähte nicht

berühren, wie dies immer in der Praxis vorkommt, dann ist die Ursache der Vermehrung der Tragfähigkeit nicht die Druckfestigkeit der Spirale, sondern die vergrößerte Betondruckfestigkeit des Kernes. Bach meint zwar, daß diese Erhöhung verhältnismäßig gering ist, selbst wenn das Verhältnis der Querdehnung zur Zusammendrückung groß angenommen wird, aber es fehlen bezügliche Annahmen. Wie groß die angestrebte Querdehnung des Betons ist bei Druckspannungen, die dessen Druckfestigkeit bedeutend überschreiten, das wissen wir überhaupt nicht, man könnte sie höchstens aus der festgestellten Erhöhung der Festigkeit aus diesen Versuchen ausrechnen.

Wir können daher für die gewöhnliche Ganghöhe bis $x = \frac{c}{b} = 0,15$ die bisherige Formel:

$$\sigma_b = \frac{P}{F_b + 15 F_e + 30 F_u} \dots \dots (1)$$

oder besser

$$\sigma_b' = \frac{P}{1,5 F_k + 15 F_e + 30 F_u} \dots \dots (2)$$

anwenden. Wenn x kleiner wird, so können wir noch einen Faktor beifügen und vielleicht schreiben:

$$\sigma_b''' = \frac{P}{1,5 F_k + 15 F_e + 30 F_u} \cdot \frac{1}{1 + 5(0,15 - x)} \dots \dots (3)$$

Wenn wir nach Formel (3) σ_b''' ausrechnen, so erhalten wir

Tabelle III.

Serie I:

Säule Nr.	1, 2	3, 4	5, 6	7, 8
$x = \frac{c}{b}$	—	0,30	0,23	0,15
σ'''	129	142	142	152

Säule Nr.	9, 10	11, 12	13, 14	15, 16	17, 18
$x = \frac{c}{b}$	0,12	0,096	0,072	0,048	0,024
σ'''	138	135	130	129	131

Serie II:

Säule Nr.	1, 2	3, 4	5, 6	7, 8	9, 10	11, 12
$x = \frac{c}{b}$	—	0,23	0,096	0,072	0,048	0,029
σ'''	61,5	90	95	90	101	111

Wir sehen daher, daß für diese Versuche σ''' ziemlich konstant bleibt. Die Gl. (3), welche nur für $x < 0,15$ zu verwenden ist, kann natürlich nicht als endgültig angesehen werden und müßte bei Gelegenheit weiterer Versuche nachgeprüft werden.

Die Reißbildungslast stimmt bis $x = 0,15$ ungefähr mit der Bruchlast der unbewehrten Säulen, bei Serie II ist diese Last etwas größer, für kleinere x steigt die Reißbildungslast ungefähr nach

$$P_r = P_u (1 + 3 [0,15 - x]) \dots \dots (4)$$

Wir erhalten

Tabelle IV.

Serie I:

Säule Nr.	1, 2	3, 4	5, 6	7, 8	
P _r nach Gl. (4) . .	—	—	—	—	
P _r beobachtet . .	117,5	127,5	127,5	115	
Säule Nr.	9, 10	11, 12	13, 14	15, 16	17, 18
P _r nach Gl. (4) . .	128	136	143	156	162
P _r beobachtet . .	137,5	145	142,5	160	157,5

Serie II:

Säule Nr.	1, 2	3, 4	5, 6	7, 8	9, 10	11, 12
P_r nach Gl. (4) . .	—	—	64	68	73	76
P_r beobachtet . .	55	65	72,5	77,5	82,5	85

In der Serie II sind die berechneten P_r immer um etwa 10 t kleiner, vielleicht war die Bruchlast der unbewehrten Säulen um diesen Betrag zu klein.

Es wäre noch die Frage der Berücksichtigung der Schale bei der Berechnung der umschnürten Säulen zu besprechen. Aus den Tabellen I u. II sehen wir, daß bei größerem x die Betonschale bis zur Höchstlast noch nicht abfällt; bei $x = 0,15$ beginnt schon die Schale früher abzufallen und der Unterschied wird um so größer, je kleiner x ist. Namentlich bei $x < 0,15$ darf man daher die Betonschale bei der Berechnung der umschnürten Säulen nicht berücksichtigen.

DIE ZULASSUNG VON EISENPORTLANDZEMENT

aus Werken, die dem Verein Deutscher Eisenportlandzementwerke angehören, zu Bauten aus Stampfbeton und Eisenbeton ist nunmehr ganz allgemein von seiten der Königlichen Generaldirektion der Sächsischen Staatseisenbahnen durch Verfügung vom 9. März 1916 ausgesprochen worden. In dieser ist, was für den Eisenportlandzement und seine Erzeuger besonders wertvoll sein dürfte, besonders hervorgehoben, daß auf Grund der Ergebnisse der in den letzten Jahren mit Eisenportlandzement vorgenommenen Versuche die Generaldirektion die gegen eine allgemeine Verwendung ausgesprochenen Bedenken nunmehr fallen lasse und daß in Zukunft hinsichtlich der durch das „Allgemeine technische Büro“ vorzunehmenden Proben der Eisenportlandzement dieselbe Behandlung zu erfahren hat, wie der Portlandzement. —

Diese Stellungnahme einer großen deutschen technischen Behörde ist um so erfreulicher, als leider nicht selten, auch heute noch, nicht zu recht fertige Bedenken einer allgemeinen Verwendung von Eisenportlandzement aus den Vereinwerken hindernd im Wege stehen. Und doch ist zu bedenken, und dies sollte dem Zement verbrauchenden Ingenieur immer vor Augen geführt werden, daß der Eisenportlandzement sich bereits bei großen Bauten der verschiedensten Art und an sehr verschieden gearteten Örtlichkeiten bestens bewährt hat. Als solche hervorragenden Anwendungsstellen seien u. a. genannt: Der Brückenkanal des Großschiffahrtsweges Berlin — Stettin, 1910 unter Verwendung von 4 300 000 kg Eisenportlandzement ausgeführt und in der Praxis glänzend bewährt, die Überführung

bei Bahnhof Wetzlar, 208 m lang, 8 m breit aus Stampf- und Eisenbeton erbaut, die 1912 fertiggestellte, architektonisch wie konstruktiv hochbemerkenswerte Bahnüberführung Ahausen bei Weilburg, eine Verbundbogenbrücke mit Transformatorstation in Metz, dortselbst ferner ein großes Warenhaus — weiter viele Hüttenwerksgebäude und Teile von ihnen, darunter Silos, Erzbunker, Maschinenfundamente usw. — alles also Bauteile, bei denen der Eisenportlandzement-Beton nicht nur statisch sondern auch mechanisch und dynamisch in hohem Maße, zudem mit stets wechselnder Belastung beansprucht wird, bei denen er aber seine vollkommene Gleichwertigkeit mit anderen in Vergleich stehenden Baustoffen offenbarte. Weiter seien von bemerkenswerten Großkonstruktionen aus Eisenportlandzement genannt der vom Standpunkte eines wahrhaft künstlerischen Industriebaues hoch bemerkenswerte Fabrikbau der Firma E. Leitz in Wetzlar (1910), die schon 1904 erbaute und für die Bewährung des Baustoffes besonders deutlich Zeugnis ablegende Eisenbetonbrücke über die Orne bei Kluingen, ferner Kläranlagen zu verschiedenen Zwecken, endlich die, auch für eine zweckmäßige Verwendung von Eisenportlandzement im Seewasser sprechende Benutzung bei den, der Uferbefestigung dienenden Rammpfählen im Lübecker Hafen. Das sind nur wenige Beispiele aus den reichen Anwendungsgebieten, die der Eisenportlandzement sich erschlossen und die beweisen, daß die nunmehrige Stellungnahme der Behörden auch durch wohlgelungene und bewährte Ausführungen in der Praxis gestützt wird. —

M. F.

BERECHNUNG DES KONTINUIERLICHEN BALKENS MIT VERÄNDERLICHEM TRÄGHEITSMOMENT AUF ELASTISCH DREHBAREN PFEILERN SOWIE BE- RECHNUNG DES MEHRFACHEN RAHMENS MIT GERADEM BALKEN NACH DER METHODE DER FIXPUNKTE.

Von Dr.-Ing. Ernst Suter,

Oberingenieur der Wayss & Freytag A.-G. in Neustadt an der Haardt.

(Fortsetzung von S. 75.)

Fall I:

Der Pfeiler ist am Fusse eingespannt und am Kopfe gelenkartig gelagert, wobei das Trägheitsmoment T_s nach Fig. 17 auf der Strecke h konstant und auf der Strecke f sehr gross ist.

Wir denken uns die gelenkartige Lagerung des Pfeilerkopfes entfernt und bringen an deren Stelle den horizontalen Auflagerdruck H_m' an, welchen die Belastung $M^k = 1$ daselbst bewirkt. Das obere, frei auskragende Ende der unten eingespannten Säule werde durch $M^k = 1$ um den Winkel γ_m , und durch die Horizontalkraft $H = 1$ um den Winkel γ_h verdreht (Fig. 17a u. 17b); dann ist die Achsendrehung τ^k gleich der Summe der Teilwinkel γ_m und $\gamma_h \cdot H_m'$. Führen wir dabei eine Rechtsdrehung als positiv ein, so ist also

$$\tau^k = \gamma_m - \gamma_h \cdot H_m' \quad \dots \quad (30)$$

Darin können wir nach Satz II und Fig. 17a die Drehung γ_m durch $M^k = 1$ wie folgt ausdrücken:

$$\gamma_m = \frac{h}{E_s \cdot T_s} \quad \dots \quad (31)$$

(E_s = Dehnungszahl der Säule)

und nach Fig. 17b die Drehung γ_h durch die Horizontalkraft $H = 1$

$$\gamma_h = \frac{h \cdot f + \frac{h^2}{2}}{E_s \cdot T_s} = \frac{h^2 + 2 \cdot f \cdot h}{2 \cdot E_s \cdot T_s} \quad \dots \quad (32)$$

Die Werte für die Winkel γ_m und γ_h aus Gl. (31) und (32) in Gl. (30) eingesetzt, gibt

$$\tau^k = \frac{h}{E_s \cdot T_s} - H_m' \cdot \frac{h^2 + 2 \cdot f \cdot h}{2 \cdot E_s \cdot T_s} \quad \dots \quad (33)$$

worin H_m' noch unbekannt ist und wie folgt bestimmt wird:

Wir bezeichnen mit v_m die horizontale Verschiebung des freien Säulenkopfes durch $M^k = 1$, ferner mit v_h die Verschiebung durch die horizontale Kraft $H = 1$, und daher mit $H_m' \cdot v_h$ die Verschiebung durch H_m' . Den noch unbekannten Auflagerdruck H_m' der Gl. (33) erhalten wir dann aus der Bedingung, daß wegen der vorausgesetzten horizontalen Unverschiebbarkeit des Säulenkopfes sein muß

$$v_m - H_m' \cdot v_h = 0 \quad \dots \quad (34)$$

woraus

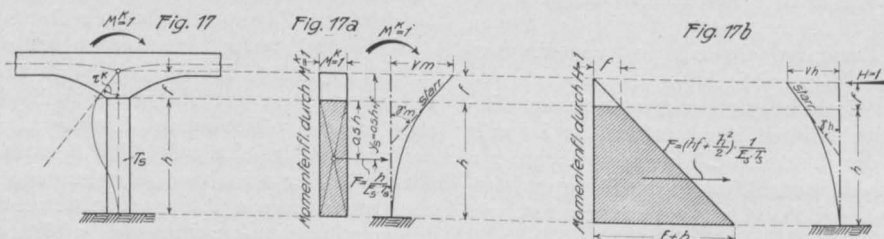
$$H_m' = \frac{v_m}{v_h} \quad \dots \quad (35)$$

Die Verschiebungen v_m und v_h ermitteln wir nun nach Satz I wie folgt:

a) Nach Fig. 17a beträgt das statische Moment der $\frac{1}{E_s \cdot T_s}$ -fachen Momentenfläche in bezug auf den Säulenkopf:

$$v_m = \frac{1}{E_s \cdot T_s} \left(h \cdot f + \frac{h^2}{2} \right) = \frac{h^2 + 2 \cdot h \cdot f}{2 \cdot E_s \cdot T_s} \quad \dots \quad (36)$$

b) Nach Fig. 17b beträgt das statische Moment der $\frac{1}{E_s \cdot T_s}$ -fachen Momentenfläche in bezug auf den Säulenkopf:



$$v_h = \frac{1}{E_s \cdot T_s} \left\{ h \cdot f \left(\frac{h}{2} + f \right) + \frac{h^2}{2} \left(\frac{2}{3} h + f \right) \right\} \quad (37)$$

oder

$$v_h = \frac{h \cdot (h^2 + 3 \cdot h \cdot f + 3 \cdot f^2)}{3 \cdot E_s \cdot T_s} \quad \dots \quad (39)$$

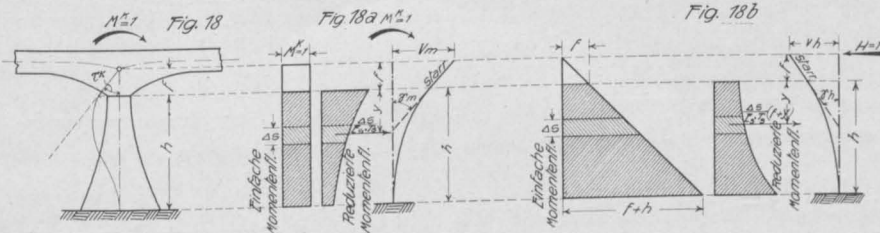
Mit den Werten von v_m und v_h aus Gl. (36) und (39) folgt jetzt nach Gl. (35):

$$H_m' = \frac{3 \cdot h + 6 \cdot f}{2 \cdot h^2 + 6 \cdot h \cdot f + 6 \cdot f^2} \quad \dots \quad (40)$$

Durch Einsetzen des Wertes von H_m' in Gl. (33) ergibt sich schließlich der gesuchte Drehwinkel τ^k zu

$$\tau^k = \frac{h^3}{(4 \cdot h^2 + 12 \cdot h \cdot f + 12 \cdot f^2) E_s \cdot T_s} \quad (41)$$

Sonderfall: Bei Mittelpfeilern mit verhältnismäßig großer Höhe h , oder bei großem Pfeilerträgheitsmoment T_s und niedrigem Balken (kleinem Balkenträgheitsmoment), sowie stets bei Endpfeilern kann man $f=0$ und h gleich der Entfernung zwischen der Einspannungsstelle und dem Schnittpunkt von Balken- und Säulenachse setzen.



Mit $f=0$ folgt dann aus Gl. (41)

$$\tau^k = \frac{h}{4 \cdot E_s \cdot T_s} \quad \dots \quad (42)$$

Fall II.

Der Pfeiler ist am Fusse eingespannt und am Kopfe gelenkartig gelagert, wobei das Trägheitsmoment T_s nach Fig. 18 auf der Strecke h veränderlich und auf der Strecke f sehr gross ist.

Die Achsendrehung τ^k des am Fusse eingespannten, am Kopfe gelenkartig gelagerten und mit einem Kopfmoment $M^k = 1$ belasteten Pfeilers erhält man wieder aus Gl. (30), in welcher die Drehung γ_m des unten eingespannten, oben frei auskragenden und mit $M^k = 1$ belasteten Pfeilers sich nach Satz II und Fig. 18a ergibt zu

$$\gamma_m = \frac{1}{E_s} \cdot \sum_0^h \frac{J S}{T_s} \quad \dots \quad (43)$$

und die Drehung γ_h des mit dem horizontalen Auflagerdruck $H = 1$ belasteten Pfeilerkopfes nach Fig. 18b zu

$$\gamma_h = \frac{1}{E_s} \cdot \sum_0^h \frac{J S}{T_s} \cdot (f + y) \quad \dots \quad (44)$$

Ferner ist der in Gl. (30) vorkommende Horizontalschub H_m' wie früher aus Gl. (35) zu ermitteln, in welcher die horizontale Verschiebung v_m des mit $M^k = 1$ belasteten freistehenden Pfeilerkopfes sich nach Satz I und Fig. 18a ergibt zu

$$v_m = \frac{1}{E_s} \cdot \sum_0^h \frac{J S}{T_s} \cdot (f + y) \quad \dots \quad (45)$$

und die Verschiebung v_h des mit $H = 1$ belasteten Pfeilerkopfes nach Fig. 18b zu

$$v_h = \frac{1}{E_s} \cdot \sum_0^h \frac{J S}{T_s} \cdot (f + y)^2 \quad \dots \quad (46)$$

Nach Gl. (35) ist

$$H_m' = \frac{v_m}{v_h} \quad \dots \quad (47)$$

also

$$H_m' = \frac{\sum_0^h \frac{J S}{T_s} \cdot (f + y)}{\sum_0^h \frac{J S}{T_s} \cdot (f + y)^2} \quad \dots \quad (48)$$

Durch Einsetzen der Werte γ_m , γ_h und H_m' aus den Gl. (43), (44) u. (48) in Gl. (30) folgt schließlich:

$$\tau^k = \frac{1}{E_s} \cdot \left\{ \sum_0^h \frac{J S}{T_s} - \frac{\left[\sum_0^h \frac{J S}{T_s} (f + y) \right]^2}{\sum_0^h \frac{J S}{T_s} \cdot (f + y)^2} \right\} \quad (49)$$

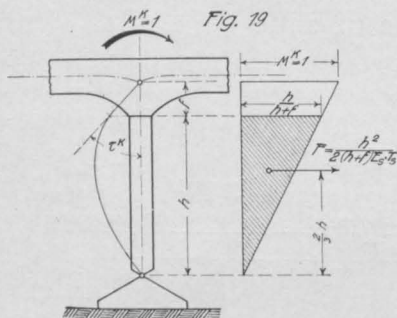
Sonderfall: Bei Mittelpfeilern mit verhältnismäßig großer Höhe h , oder bei großem Pfeilerträgheitsmoment T_s und niedrigem Balken (kleinem Balkenträgheitsmoment), sowie stets bei Endpfeilern kann man $f=0$ und h gleich der Entfernung zwischen Pfeilerfuß und Kopfgelenk setzen; dann folgt aus Gl. (49) mit $f=0$:

$$\tau^k = \frac{1}{E_s} \cdot \left\{ \sum_0^h \frac{A s}{T_s} - \frac{\left(\sum_0^h \frac{A s}{T_s} \cdot y \right)^2}{\sum_0^h \frac{A s}{T_s} \cdot y^2} \right\} \dots (50)$$

Fall III:

Der Pfeiler ist am Fusse und am Kopfe gelenkartig gelagert, wobei das Trägheitsmoment T_s nach Fig. 19 auf der Strecke h konstant und auf der Strecke f sehr gross ist.

Nach Fig. 19 beträgt der Inhalt F der reduzierten Momentenfläche des mit dem Kopfmoment $M^k = 1$ belasteten Pfeilers:



$$F = \frac{1}{E_s \cdot T_s} \cdot \frac{h}{h+f} \cdot \frac{h}{2} = \frac{h^2}{2 \cdot (h+f) \cdot E_s \cdot T_s} \dots (51)$$

Nach Satz IV ist τ^k der horizontale Auflagerdruck am Kopf infolge Belasten des Pfeilers mit der Fläche F ; dieser Auflagerdruck beträgt:

$$\tau^k = \frac{F \cdot \frac{2 \cdot h}{3}}{h+f} = \frac{h^3}{3 \cdot (h+f)^2 \cdot E_s \cdot T_s} \dots (52)$$

Kann man $f=0$ setzen (bei Mittelpfeilern mit großer Höhe h , oder bei großem T_s und niedrigem Balken, sowie stets bei Endpfeilern), so folgt:

$$\tau^k = \frac{h}{3 \cdot E_s \cdot T_s} \dots (53)$$

Fall IV.

Der Pfeiler ist am Fusse und am Kopfe gelenkartig gelagert, wobei das Trägheitsmoment T_s nach Fig. 20 auf der Strecke h veränderlich und auf der Strecke f sehr gross ist.

Wir teilen die Momentenfläche des mit dem Kopfmoment $M^k = 1$ belasteten Pfeilers (Fig. 20) in horizontale Streifen von der Breite $A s$; der Inhalt i eines $\frac{1}{E_s \cdot T_s}$ -fachen Flächenstreifens beträgt:

$$i = \frac{A s \cdot y}{E_s \cdot T_s \cdot (h+f)} \dots (54)$$

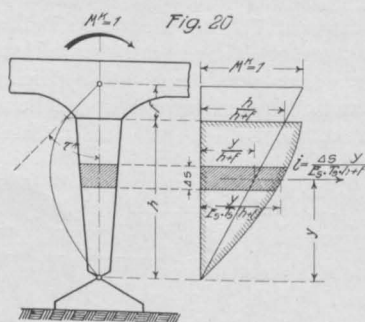
Nach Satz IV ist τ^k der horizontale Auflagerdruck am Kopf infolge Belasten des Pfeilers mit den Kräften i ; dieser Auflagerdruck beträgt:

$$\tau^k = \sum_0^h \frac{i \cdot y}{h+f} \dots (55)$$

also

$$\tau^k = \frac{1}{(h+f)^2 \cdot E_s} \sum_0^h \frac{A s \cdot y^2}{T_s} \dots (56)$$

Kann man $f=0$ setzen (bei Mittelpfeilern mit großer Höhe h , oder bei großem T_s und niedrigem Balken, sowie stets bei Endpfeilern), so folgt:



$$\tau^k = \frac{1}{h^2 \cdot E_s} \sum_0^h \frac{A s \cdot y^2}{T_s} \dots (57)$$

Nachdem nun der Verhältnisswert k sowie die Winkeldrehung τ^k durch die vorhergehenden Ableitungen bestimmt sind, kennen wir alle in Gl. (26) (Verhältnis $\frac{e}{e'}$) vorkommenden Größen.

Aus Gl. (26) sowie aus den Gleichungen zur Bestimmung von k und von τ_A^k geht jetzt hervor, daß das Verhältnis $\frac{e}{e'}$ unabhängig ist von der Belastungsart und nur abhängt von den Abmessungen des Pfeilers A und des Trägers der ersten Öffnung, d. h. der Punkt J_1 (Fig. 6), welcher die feste Strecke d_1^1 in das feste Verhältnis $\frac{e}{e'}$ teilt, ist ein Fixpunkt oder Fixpunkt.

Es ist jetzt noch zu beweisen, daß der Fixpunkt J_1 der Fig. 6 und der Momentennullpunkt W_1 der Fig. 1 zusammenfallen:

In Fig. 6 ist das Produkt der Strecke $A_1 A_1'$ mit der Polweite $H=1$ gleich dem statischen Moment der Kraft F_1' in bezug auf A ; ebenso ist das Produkt der Strecke $B_1 B_1'$ mit der Polweite $H=1$ gleich dem statischen Moment der Kraft F_2' in bezug auf B . Wir können daher anschreiben:

$$A_1 A_1' = F_1' \cdot d_1^l \dots \dots \dots (58)$$

und

$$B_1 B_1' = F_2' \cdot d_1^r \dots \dots \dots (59)$$

Daraus folgt durch Division

$$\frac{A_1 A_1'}{B_1 B_1'} = \frac{F_1' \cdot d_1^l}{F_2' \cdot d_1^r} \dots \dots \dots (60)$$

Hierin kommen die den Momentenflächen $AA'B'$ und ABB' der Fig. 1 entsprechenden $\frac{1}{E \cdot T}$ -fachen (reduzierten) Momentenflächen F_1' und F_2' vor.

Um beispielsweise F_1' auszudrücken, teilen wir ähnlich wie in Fig. 8 die Momentenfläche $AA'B'$ in lotrechte Streifen von dem Inhalt $\frac{A s \cdot AA' \cdot z}{E \cdot T \cdot l_1}$ und erhalten:

$$F_1' = \sum_0^{l_1} \frac{AA' \cdot A s \cdot z}{E \cdot T \cdot l_1} = \frac{AA'}{E \cdot l_1} \cdot \sum_0^{l_1} \frac{A s}{T} \cdot z, \dots \dots (61)$$

ebenso

$$F_2' = \sum_0^{l_1} \frac{BB' \cdot A s \cdot (l_1 - z)}{E \cdot T \cdot l_1} = \frac{BB'}{E \cdot l_1} \sum_0^{l_1} \frac{A s}{T} \cdot (l_1 - z) \quad (62)$$

Die vorstehenden Werte, sowie die Werte von d_1^l und d_1^r aus den Gl. (9) u. (11) in die Gl. (60) eingesetzt, gibt:

$$\frac{A_1 A_1'}{B_1 B_1'} = \frac{\frac{AA'}{E \cdot l_1} \cdot \sum_0^{l_1} \frac{A s}{T} \cdot z \cdot \frac{l_1 \cdot \sum_0^{l_1} \frac{A s}{T} \cdot z - \sum_0^{l_1} \frac{A s}{T} \cdot z^2}{\sum_0^{l_1} \frac{A s}{T} \cdot z}}{\frac{BB'}{E \cdot l_1} \cdot \sum_0^{l_1} \frac{A s}{T} \cdot (l_1 - z) \cdot \frac{l_1 \cdot \sum_0^{l_1} \frac{A s}{T} \cdot z - \sum_0^{l_1} \frac{A s}{T} \cdot z^2}{\sum_0^{l_1} \frac{A s}{T} \cdot (l_1 - z)}} \dots \dots \dots (64)$$

Daraus folgt:

$$\frac{A_1 A_1'}{B_1 B_1'} = \frac{AA'}{BB'} \dots \dots \dots (65)$$

d. h. in den überschlagenen Vierecken $AA'W_1B'B$ (Fig. 1) und $A_1 A_1' J_1 B_1 B_1$ (Fig. 6) liegen die Punkte W_1 und J_1 auf derselben Vertikalen.

6. Linke Fixpunkte J_2 , J_3 und J_4 .

Von den linken Fixpunkten der 3 übrigen Öffnungen ermitteln wir noch denjenigen der zweiten Öffnung:

In Fig. 6 schneiden die inneren Seilseiten b und e die verschränkte Drittellinie S_B in den Punkten B_2' und B_2'' . Die Verbindungslinie von

B_2' mit dem Punkt T' , in welchem sich Balkenachse und Drittellinie rechts von B schneiden, trifft die verlängerte Seilseite e in einem Punkt P, welcher die feste Strecke v_{1-2}^r in die zwei Strecken e und e' teilt. Aus dem überschlagenen Viereck $B_2' B_2'' P T'$ (Fig. 6) folgt:

$$\frac{e}{e'} = \frac{B_2' B_2''}{T' T''} \dots \dots \dots (66)$$

Die Strecken $B_2' B_2''$ und $T' T''$ bestimmen wir wie folgt:

Zunächst ist $B_2' B_2''$ der Abschnitt der die Kraft F_4' einschließenden Seilseiten d und e auf der verschränkten Drittellinie S_B ; deshalb ist das Produkt von $B_2' B_2''$ mit der Polweite $H = 1$ gleich dem statischen Moment der Kraft F_4' in bezug auf die verschränkte Drittellinie, oder

$$B_2' B_2'' = F_4' \cdot v_{1-2}^r \dots \dots \dots (67)$$

Ferner ist im Dreieck $B_1 T' T''$ (Fig. 6):

$$T' T'' = d_2^l \cdot \operatorname{tg} q_B, \dots \dots \dots (68)$$

worin q_B den Drehwinkel der Balkenachse in B bedeutet; weil q_B sehr klein ist, kann gesetzt werden

$$\operatorname{tg} q_B = q_B \dots \dots \dots (69)$$

womit nach Gl. (68)

$$T' T'' = d_2^l \cdot q_B \dots \dots \dots (70)$$

Da nun Balkenachse und Pfeilerachse denselben

Drehwinkel q_B in B beschreiben, so denken wir uns zur Bestimmung von q_B einen Schnitt unmittelbar unterhalb der Balkenachse geführt und den vom Balken getrennten Pfeiler am Kopfe in einem Gelenk gelagert und mit dem wirklichen Pfeilerkopfmoment M_B^k belastet. Es sei τ_B^k der Drehwinkel, welcher durch $M_B^k = 1$ am Kopfe entsteht; dann beträgt der durch M_B^k selbst hervorgerufene Winkel q_B :

$$q_B = M_B^k \cdot \tau_B^k \dots \dots \dots (71)$$

Diesen Wert in Gl. (70) eingesetzt gibt:

$$T' T'' = d_2^l \cdot M_B^k \cdot \tau_B^k \dots \dots \dots (72)$$

Dividieren wir jetzt Gl. (67) durch (72), so folgt:

$$\frac{B_2' B_2''}{T' T''} = \frac{F_4' \cdot v_{1-2}^r}{M_B^k \cdot r_B^k \cdot d_2^l} \dots \dots (73)$$

Setzen wir:

$$F_4' = k \cdot F_4 = k \cdot \frac{M_B^k \cdot l_2}{2} \dots \dots (74)$$

so erhalten wir nach Gl. (66) in Verbindung mit Gl. (73):

$$\frac{e}{e'} = k \cdot \frac{M_B^k \cdot l_2 \cdot v_{1-2}^r}{2 \cdot M_B^k \cdot r_B^k \cdot d_2^l} \dots \dots (75)$$

oder

$$\frac{e}{e'} = k \cdot \frac{l_2}{2 \cdot r_B^k} \cdot \frac{v_{1-2}^r}{d_2^l} \dots \dots (76)$$

Darin sind alle Größen bis auf den Faktor k bekannt oder nach Vorhergehendem ermittelbar. Den Faktor:

$$k = \frac{F_4'}{F_4} \dots \dots (77)$$

(nach Gl. 74) ermitteln wir ähnlich wie in der ersten Öffnung an Hand des mit beliebiger Höhe h gezeichneten Dreiecks $B_6 B_6' C_6$ (Fig. 12) und der entsprechenden reduzierten Momentenfläche $B_6 B_6' J C_6$ zu:

$$k = \frac{\text{Fläche } B_6 B_6' J C_6}{\text{Fläche } B_6 B_6' C_6} \dots \dots (78)$$

Aus den Gleichungen für $\frac{e}{e'}$, k und r_B^k geht hervor, daß das Verhältnis $\frac{e}{e'}$, in welches die feste Strecke v_{1-2}^r geteilt wird, nur von den Abmessungen der ersten und zweiten Öffnung und des zwischen ihnen gelegenen Pfeilers B abhängt; die durch Punkt P gehende Vertikale, auf welcher sich die Linien $B_2' T'$ und $B_2'' T''$ schneiden, hat daher eine feste Lage.

Nachdem wir im vorhergehenden bewiesen haben, daß die zwei Drittellinien in der Nähe von B , die verschränkte Drittellinie sowie die Vertikale durch P eine feste Lage haben, so liegen die vier Ecken des Vierecks $UB_2' PT''$ auf vier festen Vertikalen, während drei Seiten durch feste Punkte gehen, nämlich die Seilseite b durch J_1 , die Seilseite c durch B_1 und die Gerade $B_2' P$ durch T' ; aus geometrischen Gründen geht dann auch die vierte Seite, nämlich die Seilseite e durch einen festen Punkt J_2 , welcher mit den drei anderen festen Punkten auf einer Geraden liegt; deshalb ist J_2 der gesuchte linke Fixpunkt der zweiten Öffnung.

7. Rechte Fixpunkte K_4 , K_3 , K_2 und K_1 .

Um die rechten Fixpunkte K in den einzelnen Öffnungen zu bestimmen, gehen wir von der letzten Öffnung rechts aus und schreiten nach links vor:

In der vierten Öffnung fällt wegen des frei beweglichen Endauflagers E_1 (Fig. 6) der rechte Fixpunkt K_4 mit E_1 zusammen.

In der dritten Öffnung schneidet die innere Seilseite i die Balkenachse im gesuchten Fixpunkt K_3 ; denn wie bei der Stütze B ergibt sich auch bei der Stütze D (Fig. 6) ein Viereck $V'' X D_3' Z$, dessen vier Ecken auf vier festen Vertikalen liegen, nämlich auf den beiden Drittellinien, der verschränkten Drittellinie bei D sowie auf der festen Vertikalen durch den Schnittpunkt X der Seilseite i und der Geraden $V' D_2'$; ferner gehen drei Seiten durch feste Punkte, nämlich die Seilseite m durch E_1 , l durch D_1 , und die Gerade $V' D_2'$ durch V' . Dann geht auch die Seilseite i als vierte Seite aus geometrischen Gründen durch einen festen Punkt K_3 , welcher mit den drei anderen festen Punkten auf einer Geraden liegt, d. h. K_3 ist der gesuchte rechte Fixpunkt der dritten Öffnung.

Die Vertikale durch den Schnittpunkt X der inneren Seilseite i und der Geraden $V' D_2'$ teilt die feste Strecke v_{3-4}^l (Abstand der verschränkten Drittellinie bei D von der rechten Drittellinie der dritten Öffnung) in die zwei festen Teilstrecken e und e' , deren Verhältnis sich analog wie früher ergibt zu:

$$\frac{e}{e'} = k \cdot \frac{l_3}{2 \cdot r_D^k} \cdot \frac{v_{3-4}^l}{d_3^r} \dots \dots (79)$$

worin die Achsendrehung r_D^k am Kopfe der Säule D genau wie früher r_B^k ermittelt wird, und der Faktor k , ähnlich wie früher, folgenden Ausdruck hat:

$$k = \frac{\text{Fläche } C_6 W D_6'' D_6}{\text{Fläche } C_6 D_6 D_6'} \dots \dots (80)$$

(Fig. 13).

8. Schlussfolgerungen.

Aus allen vorhergehenden Darlegungen können wir für den kontinuierlichen Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment auf elastisch drehbaren Pfeilern folgende Schlussfolgerungen ziehen:

1. In jeder Öffnung gibt es zwei in der Balkenachse gelegene Fixpunkte J und K , die nur von den Balken- und Pfeilerabmessungen, dem Grad der Einspannung zwischen Balken und Pfeilern, und der Art der Auflagerung der Pfeiler abhängen; ist dabei der linke Stützpunkt des Balkens frei drehbar, so wird derselbe als der J -Punkt der ersten Öffnung links angesehen, und ist der rechte Stützpunkt frei drehbar, so gilt derselbe als

- K-Punkt der letzten Öffnung rechts. Die Konstruktion der Balkenfixpunkte geht aus Fig. 7 hervor. Besteht die Stütze vor der Öffnung, in welcher ein Fixpunkt gesucht wird, aus einem elastisch drehbaren Pfeiler, so ist der Abstand derselben von der zunächst gelegenen Drittelinie in dieser Öffnung im Verhältnis $\frac{e}{e'}$ zu teilen. Liegt der Balken auf der Stütze vor der Öffnung, in welcher ein Fixpunkt gesucht wird, frei auf, so ist $\tau^k = \infty$, $\frac{e}{e'} = 0$ und daher $e = 0$. Ist der Balken an der Stütze vor der Öffnung, in welcher ein Fixpunkt gesucht wird, fest eingespannt, so ist $\tau^k = 0$, $\frac{e}{e'} = \infty$ und daher $e' = 0$.
2. Die Schlußlinien der Momentenflächen in den einzelnen Öffnungen bilden nicht mehr, wie beim kontinuierlichen Balken auf frei drehbaren Stützen, einen geschlossenen Linien-

zug, sondern das Moment ändert sich sprunghaft an den Stützen.

3. Ist nur eine Öffnung belastet, so ist in allen links von dieser Öffnung gelegenen J-Punkten und in allen rechts davon liegenden K-Punkten das Moment gleich Null. Von der belasteten Öffnung ausgehend, nehmen die Stützenmomente nach den beiden Balkenden hin ihrem absoluten Werte nach ab. Die zwei Stützenmomente unmittelbar links und rechts einer elastisch drehbaren Stütze haben gleiches Vorzeichen, und von beiden Stützenmomenten ist, absolut genommen, dasjenige das größere, dessen zugehöriger Querschnitt der belasteten Öffnung am nächsten liegt. Die beiden Stützenmomente der belasteten Öffnung haben gleiches, und die beiden Stützenmomente jeder anderen Öffnung entgegengesetztes Vorzeichen.

(Fortsetzung folgt.)

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Bauamtmann Dr.-Ing. R. Schober, Dresden.

L bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

— — —

2. Prüfung und Untersuchung.

Gips als Zusatz zum Zement. Von Simon Stein. Die Untersuchungsergebnisse von Zementprüfungen mit verschiedenen hohen Gipsgehalten, der aber höher als der nach den Normen zulässige ist, werden mitgeteilt. Tonindustrie-Ztg. 1916. Nr. 27.

Stückschlacke als Zuschlag für Beton. Von H. Haeseler. Die gute Verwendbarkeit der Hochofenschlacke als Zuschlagstoff zum Beton wird auf Grund der ausführlichen Versuche des Vereins Deutscher Eisenportlandzementwerke befürwortet. Tonindustrie-Ztg. 1916. Nr. 26.

3. Wirtschaftliches.

Wirtschaftliche Mitteilungen. Bearbeitet von Dr.-Ing. Th. Gesteschi, Berlin. Über die Eisenbeton-Baustoffe werden Mitteilungen von der Erzeugung, der Marktlage, der Beschäftigung der Industrie und deren Abschlüsse gegeben. Beton und Eisen 1916. Heft IV/V.

Deutscher Verein für Ton-, Zement- und Kalkindustrie E. V. Kurzer Bericht über die am 21. Februar 1916 in Berlin abgehaltene 52. Hauptversammlung. Tonindustrie-Ztg. 1916. Nr. 28.

Von der 19. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins zu Berlin. Kurzer Bericht über die am 23. Februar abgehaltene Hauptversammlung. Deutsche Bauzeitung, Mitteilungen, 1916. Nr. 4 und 5.

II. Theorie.

Versuche zur Ermittlung der Belastung durch Menschengedränge auf größeren Flächen. Von Stadtbaumeister Hunscheidt, Regierungsbaumeister a. D., z. Zt. im Osten. Verfasser hat mit russischen Kriegsgefangenen und Zivilpersonen Versuche über die Höhe der Belastung durch Menschengedränge auf größeren Flächen angestellt, wobei die Versuche mit in der Ruhe und in der Bewegung befindlichen größeren Menschenmengen ausgeführt wurden. Nach einer Kritik der in der Literatur über Menschengedränge vorhandenen Angaben kommt er zu dem Ergebnis, daß kein Anlaß vorliegt, von den zurzeit geltenden Belastungsannahmen zwischen 450 und 550 kg/qm durch Menschengedränge abzuweichen. Zentralblatt der Bauverwaltung 1916. Nr. 19.

Die wahre Größe des Trägheitsmomentes im Eisenbetonbalken. Von Dr.-Ing. Fritz v. Emperger, k. u. k. Oberbaurat, Wien. Um wirtschaftliche Lösungen zu erzielen, sollen Balken und Tragwerke überall möglichst gleichmäßigen Widerstand besitzen und eine gleiche Sicherheit gegen Risse wie gegen Bruch aufweisen. An der Hand der Berichte des Deutschen und Österreichischen Eisenbeton-Ausschusses über Balkenversuche und sonst hierzu geeigneter Versuche wird geprüft, wie weit dies beim Eisenbetonbalken mit Hilfe der üblichen Durchbildung der Bewehrung erreicht wird. Beton u. Eisen 1916. Heft IV/V.

Bodenpressung unter Eisenbetonplatten. Von Bauinspektor W. Schmidtmann in Stutt-

gart. Bisher wird die notwendige Grundfläche einer Stützengrundplatte in allgemein üblicher Weise unter Zugrundelegung der Annahme eines gleichmäßig verteilten Bodendrucks, der ein durch Schätzung gewonnenes Maß nicht überschreiten soll, bestimmt, ohne daß die Berechtigung dieser Annahme bisher näher untersucht worden ist. Verfasser schlägt ein Näherungsverfahren ein, um diese Annahme auch theoretisch zu rechtfertigen. Da die gefundenen Gleichungen einem allgemeinen Vergleich nicht zugänglich sind, zeigt er an Zahlenbeispielen die Berechtigung der oben gemachten Voraussetzung. Zentralblatt der Bauverwaltung 1916. Nr. 21.

Die Bemessung exzentrisch beanspruchter rechteckiger Eisenbetonquerschnitte unter Berücksichtigung der Betonzugspannungen. Von Regierungsbaumeister Schack. Breslau. Da die Aufgabe der Bemessung exzentrisch beanspruchter Eisenbetonquerschnitte unter Vernachlässigung der Betonzugspannungen selbst bei Annahme linearer Spannungsverteilung nur durch höhere Gleichungen möglich ist, berücksichtigt Verfasser bei Aufstellung seiner Formeln die Betonzugspannung, die daher nur so lange zulässig sind, als entweder gar keine oder nur unbedeutende Zugspannungen auftreten. Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen 1916. Heft 2.

Durchlaufende Träger mit ungleichen Stützweiten aber gleichem Steifigkeitsverhältnis. Zahlenrechtecke und Tabellen für Einflußlinien und Streckenlasten. Von Dr.-Ing. Dr. sc. nat. Lewe, Leiter der Bauprüfungsstelle in Bromberg. Es wird zunächst die Ableitung und dann die Anwendung der aufgestellten Tabellen theoretisch behandelt. Zahlenbeispiele zeigen den praktischen Gebrauch. Der Eisenbau 1916. Nr. 3. — s. L. 1916. Heft 3, II.

Berechnung eines Eisenbetonbinders unter Zugrundelegung der Formelsammlung und Anleitung zur Berechnung von Massivkonstruktionen aus Eisenbeton. Herausgegeben von der statischen Abteilung der Lokalbaukommission in München. Es wird der volle, zahlenmäßige Rechnungsgang für einen gegebenen Binder mitgeteilt. Beton und Eisen 1916. Heft IV/V.

III. Eisenbetonversuchswesen; Feuerproben.

Die Wirkung elektrischen Stromes auf Eisenbeton. Von Regierungsbaumeister Amos, Hohendölzchen. Es werden als Ergänzung zu den Versuchen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton zur Klärung dieser Frage die praktischen Erfahrungen mitgeteilt, die an einem großen Speichergebäude in Nordamerika mit nahezu 1000 lfd. m Balken und Säulen gemacht worden sind. Mit Abbildungen. Beton u. Eisen 1916. Heft IV/V.

Neue Versuche mit Eisenbetonsäulen. Von Dr. med. R. von Thullie, Lemberg. Verfasser berichtet über Programm, Ausführung und Ergebnis neuer Säulenversuche, die zur Klärung der noch zahlreichen offenen Fragen im Materialprüfungsamt in Lemberg ausgeführt wurden. Beton und Eisen 1916. Heft IV/V.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

Fehlende Übereinstimmung. Von E. Sack. Verfasser weist darauf hin, daß in den neuen Bestimmungen bei der Vorschrift über die Prüfung der Bindezeit des Zementes die Übereinstimmung mit den Zementnormen fehlt. Tonindustrie-Zeitung 1916. Nr. 23.

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Eine neue Konstruktion von Betonpfahlrammen. Nachdem die besonderen Anforderungen, welche die Betonpfahlrammen verlangen, ausführlich besprochen worden sind, wird eine neue Betonpfahlramme der Maschinenindustrie Ernst Halbach, A.-G. Düsseldorf, mit Abbildungen sehr eingehend beschrieben. Beton und Eisen 1916. Heft IV/V.

Eisenbetonpfosten für Umzäunungen. Von Fr. A. Perkins, Buffalo. Abbildungen zeigen die Verwendung und Ausbildung maschinell hergestellter Eisenbetonpfosten für amerikanische Farmen. Beton und Eisen 1916. Heft IV/V.

Sarghüllen aus Zement. Von A. Offenbach. Kurze Beschreibung der in Amerika vielfach üblichen Hüllen aus armiertem Beton zum Schutze der hölzernen Särge. Abbildungen zeigen die Form und Herstellung. Tonindustrie-Zeitung 1916. Nr. 28.

Ölbehälter der Grazer Maschinen-A.-G. Kurze Beschreibung mit Abbildungen. Beton und Eisen 1916. Heft IV/V.

2. Ausführungen im Hochbau.

Die Berliner Großmarkthalle. Kurze Besprechung der Ergebnisse des Wettbewerbes, der auch Lösungen in Eisenbeton brachte. Mit Abbildungen. Der Eisenbau 1916. Nr. 3. — s. L. 1915. Heft 8, V. 2.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Zum Wettbewerb „Bismarckbrücke“ in Saarbrücken. Brückenprojekt der Architekten Beutinger und Steiner in Heilbronn a. N. Von Professor Otto Schulze in Elberfeld. Verfasser bringt eine architektonische Würdigung des beim Wettbewerb unterlegenen Entwurfs. Mit Abbildungen. Der Brückenbau 1916. Heft 5. — s. L. 1915. Heft 6, V. 3.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Die Wasserkraftanlage in der Weser bei Bremen. Von Staatsbaurat Kölle in Bremen. In der Beschreibung finden sich ausführliche Angaben über die bauliche Ausbildung der Turbinenkammern aus Beton. Mit Abbildungen. Zentralblatt der Bauverwaltung 1916. Nr. 23.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

VI. Allgemeine Fragen.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Kandelaber und Säulen aus bewehrten Beton-Schleuderrohren in Amerika.

Die Zeitschrift Engineering News Band 74 Nr. 23 vom 2. Dezember 1915 berichtet über die Anwendung der Eisenbeton-Schleudermasten für Kandelaber und Säulen, wie sie für erstere schon seit längerem in Deutschland, für letztere hier bisher nur in wenigen Fällen zur Ausführung gelangt sind.

Ringbildung zum Zwecke der Vermeidung ruinöser Unterbietung im Submissionsverfahren.

(Urteil des Oberlandesgerichts Hamburg.)

Der Hamburgische Staat hatte durch eine öffentliche, nicht beschränkte Submission gewisse Lieferungen für ein von ihm unterhaltenes Institut ausgeschrieben. Den Zuschlag

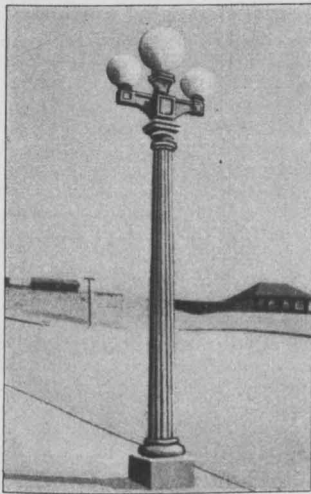


Fig. 1.

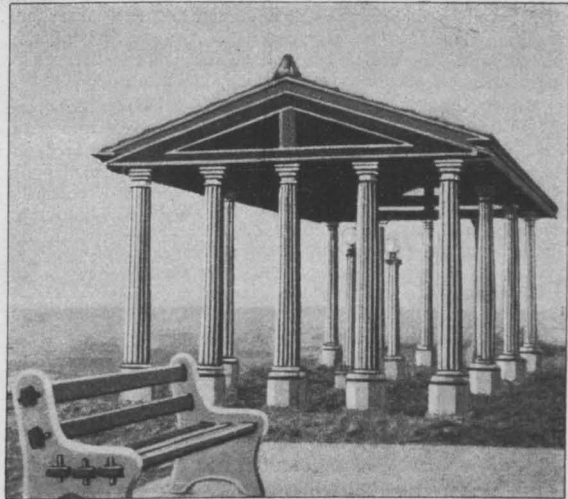


Fig. 2.

Die in vielen Städten Südkaliforniens verwendeten Kandelaber sind durch Schleudern in bekannter Weise hergestellt und sehen nach gänzlicher Fertigstellung behauenen Stein oder Marmor sehr ähnlich. Die Oberfläche ist hart, glatt und undurchdringlich für Feuchtigkeit. Die Kandelaber, von denen Fig. 1 ein Beispiel zeigt, ähneln in der Form klassischen Vorbildern mit griechischen Bauformen. Besonders beliebt erscheinen einlampige oder dreilampige Kandelaber nach der Art der dorischen Säulen mit achteckigem oder vierkantigem Sockel. Die Kandelaber werden in 3 Abschnitten hergestellt — Schaft, Sockel und Kopf. Der Sockel wird durch Armierungsstäbe sicher mit dem Fundament verankert. Ein Eisenrohr geht durch den Hohlraum des Kandelabers von der Spitze bis in den Sockel, wo eine Aussparung zur Aufnahme der weiteren Installationsteile vorgesehen ist. Die Größe des Hohlraumes wechselt je nach den verschiedenen Größen der Kandelaber.

In bezug auf Heranziehung der Schleuder-Hohlmasten als fertig in den Bau gebrachte Säulen ist als Beispiel der in Fig. 2 wiedergegebene — architektonisch allerdings wenig glückliche offene Eisenbeton-Unterkunftsraum auf einem Haltepunkte nahe von Los Angeles dargestellt; immerhin ist aber die Verwendung des Schleuderbetons für reine Hochbauzwecke in diesem Beispiel recht bemerkenswert. Vivant sequentes!

M. F.

erhielt die Firma M., die die Lieferung im Werte von etwa 22 000 Mark ausführte. Der Hamburger Staat erklärte nun bei der Bezahlung, er rechne in Höhe von 5000 Mark auf, da er infolge von Täuschungen durch die Firma M. Schaden erlitten habe, denn die Lieferantin habe mit Firmen derselben Branche ein Abkommen dahin getroffen, daß sie das niedrigste Gebot machen solle, und als Äquivalent dafür sollten die anderen Firmen, die die Lieferantin M. zu überbieten hätten, von dieser eine Vergütung in Höhe von 5000 Mark erhalten, was auch geschehen sei. Ein solches Verfahren sei aber sittenwidrig. Die Firma M. verklagte daraufhin den Hamburger Staat beim Landgericht Hamburg auf Zahlung des Restkaufpreises und behauptete, daß die mit den anderen Firmen getroffene Vereinbarung nicht auf Täuschung des Bestellers abgezielt habe, auch nicht gegen die guten Sitten verstoße. Man habe durch die Verabredung lediglich angemessene Preise erzielen wollen und ein derartiges Verfahren sei bei Submissionen ebenso berechtigt als notwendig. Das Landgericht verurteilte den beklagten Staat. Dieser focht das Urteil mit der Berufung beim Oberlandesgericht Hamburg an, jedoch ohne Erfolg. Das Berufungsgericht wies das Rechtsmittel vielmehr mit folgender Begründung zurück:

Durch das Gutachten von H. ist dargetan, daß die klägerische Offerte billiger ist, als sie für die gelieferte

Ausführung normalerweise einem Privatmann hätte gemacht werden können. Derselben Ansicht ist der Sachverständige K.; die Sachverständigen haben also berücksichtigt, daß im Submissionsverfahren dem Staat billiger offeriert zu werden pflegt, als einem Privatmann; weil eben der Staat als Arbeitgeber dem Lieferanten manchen Vorteil bietet, den ein Privatmann dem Lieferanten nicht bieten kann. Den springenden Punkt hat der Sachverständige K. in seinem zweiten Gutachten so formuliert: die klägerische Offerte hätte, auch wenn die Vereinbarung der Ringfirmen nicht getroffen wäre, ebenso hoch lauten müssen, wie sie jetzt lautet, falls die Offerte dem Offerten einen angemessenen Verdienst lassen soll. Ist **dieser Satz richtig**, so hat der Beklagte keinen Schaden erlitten, da auch der Sachverständige H. der gleichen Ansicht in der Formulierung Ausdruck gab, er fände die klägerischen Preise billig, einem Privatmann würde er nicht so billig liefern können, so folgt das Gericht den Sachverständigen.

Die Tatsachen auf die der Vertreter der Beklagten verwiesen hat, sind nur Momente, die zwar auffallend erscheinen, die aber die Gutachten der Sachverständigen nicht entkräften, weil es für diese Tatsachen auch andere Erklärungen gibt. Zunächst die Tatsache, daß Klägerin über 5000 M. an die Ringfirmen abgegeben hat. Wer dies hört, wird zunächst den Verdacht haben, natürlich hat Klägerin diesen Betrag auf ihren Preis aufgeschlagen, zu dem sie ohne die Vereinbarung des Ringes offeriert haben würde. Theoretisch möglich ist aber auch eine Teilung des Gewinnes und zwar gerade dann, wenn die Ringbildung nur die Erzielung von Preisen erstrebte, die dem Lieferanten einen angemessenen Verdienst für gute Lieferung sicherten und nur den ruinösen Unterbietungen unreeller Firmen vorbeugen wollte. Was im Einzelfall vorliegt, ist Tatfrage, die zu beweisen ist. Der Beweis ist zugunsten der Klägerin ausgefallen. Nach den Gutachten der Sachverständigen ist die klägerische Offerte nicht gut 5000 M. höher, als sie ohne die Ringbildung angemessenerweise hätte sein müssen, sondern sie ist überhaupt nicht höher, als sie ohne Ringbildung gelautet haben würde, falls die Klägerin einen angemessenen Verdienst nur für sich kalkuliert hätte. (Aktenzeichen Bf. I. 23/13.)

Sk.

Kriegsteilnahme des zum Schiedsrichter gewählten Bausachverständigen.

(Entscheidg. des Oberlandesger. Kiel vom 11. März 1915.)

Die Parteien hatten einen Vertrag über die Ausführung umfangreicher Bauarbeiten geschlossen und vereinbart, daß Rechtsstreitigkeiten, die sich aus dem Vertrage ergeben sollten, von einem Schiedsgericht beigelegt werden sollten. Die Schiedsrichter waren in dem Vertrage noch nicht bezeichnet, und als es zwischen den Parteien zu Streitigkeiten kam, ernannte der Bauherr einen angesehenen Fachmann zum Schiedsrichter, der sich indessen, bevor das Gericht überhaupt noch zusammentreten konnte, der Heeresverwaltung freiwillig zur Verfügung stellte und zunächst als Bahnhofskommandant Verwendung fand, später aber dem Generalgouvernement in Brüssel zugeteilt wurde.

Der Vertragsgegner forderte nun zunächst den Bauherrn auf, binnen einer Woche einen anderen Schiedsrichter zu bestellen, und als diese Frist fruchtlos verstrichen war, beantragte er beim Landgericht die Ernennung eines Schiedsrichters, indem er sich auf § 1031 der Zivilprozeßordnung stützte. Hiernach hat bekanntlich, wenn ein nicht im Schiedsvertrag ernannter Schiedsrichter stirbt oder aus einem anderen Grunde wegfällt, diejenige Partei, die ihn ernannt hat, auf Aufforderung des Gegners binnen einer Woche einen anderen Schiedsrichter zu bestellen. — Nach fruchtlosem Ablaufe der Frist wird auf Antrag der betreibenden Partei der Schiedsrichter von dem zuständigen Gericht ernannt.

Das Landgericht erblickte in der Einberufung des Schiedsrichters keinen Wegfall desselben im Sinne des § 1031 der Zivilprozeßordnung und wies den Antrag auf Ernennung eines anderen Schiedsrichters ab.

Anderer Ansicht war das Oberlandesgericht Kiel, das infolge eingelegter Beschwerde den Beschluß des Landgerichts aufhob.

In den im § 1031 der Zivilprozeßordnung erwähnten Fällen handelt es sich um Gründe, die in der Person des zum Schiedsrichteramte Berufenen liegen und die Durchführung des schiedsrichterlichen Verfahrens unmöglich machen. Zwar sagt das Gesetz nicht ausdrücklich, was unter „Wegfall“ im Sinne des § 1031 der Zivilprozeßordnung zu verstehen ist; es würde aber auf eine Vereitelung des vom Gesetz erstrebten Zweckes, die Durchführung des Verfahrens tunlichst zu fördern, hinauslaufen, wollte man unter „Wegfall“ nur den dauernden Wegfall verstehen. Natürlich stellt nicht jede nur vorübergehende Behinderung des Schiedsrichters einen Wegfall dar, es kommt aber einem Wegfalle gleich, wenn der Schiedsrichter nach Art und Dauer seiner Behinderung nicht imstande ist, sein Schiedsrichteramt in angemessener Zeit auszuüben. Ein langes Warten auf die Behebung dieses Hindernisses kann der am Fortgange des Verfahrens interessierten Partei nicht zugemutet werden.

Im vorliegenden Falle ist der Schiedsrichter seit der Mobilmachung im Dienste der Heeresverwaltung tätig, und das schiedsrichterliche Verfahren ist deshalb überhaupt noch nicht vorwärts gekommen, obwohl die Klage Anfang Juli 1914 eingereicht wurde. Es muß damit gerechnet werden, daß der Schiedsrichter noch lange Zeit hindurch militärisch so in Anspruch genommen sein wird, daß von ihm ein Tätigwerden als Schiedsrichter nicht erwartet werden kann.

Unter diesen Umständen liegt der Fall nicht anders als bei einem durch dauernde Krankheit verhinderten Schiedsrichter, und für einen solchen Fall wird die Anwendbarkeit des § 1031 der Zivilprozeßordnung allgemein bejaht. — Nach alledem war der Antrag auf Bestellung eines anderen Schiedsrichters begründet. (Oberlandesger. Kiel, W. I. 25/15.)

R.

Sind die Inhaber eines Eisenbetonbaugeschäftes bei der Handelskammer oder bei der Handwerkskammer beitragspflichtig?

(Entscheidg. des Sächsischen Oberverwaltungsger. vom 16. April 1915.)

Die Inhaber eines Eisenbetonbaugeschäftes waren von der zuständigen Handelskammer seit Jahren als beitragspflichtig behandelt worden. Dann verlangte die Handwerkskammer von den Inhabern des Geschäfts Beiträge, indessen erkannte die zuständige Behörde, welche zur Entscheidung des Streitfalles angerufen wurde, dahin, daß die Handelskammer, wie bisher, so auch weiterhin berechtigt sei, von den Geschäftsinhabern die Beiträge zu erheben.

Auch das Sächsische Oberverwaltungsgericht, welches sich in letzter Zeit mit dem Falle zu beschäftigen hatte, erkannte dahin, daß die Inhaber des Eisenbetonbaugeschäftes bei der Handelskammer beitragspflichtig seien.

Es handelt sich um ein großes Geschäft, das kaufmännische und technische Bureauräume und einen großen Werkplatz besitzt. Es werden von der Firma Eisenbetonbauten und Zementwaren hergestellt. Beschäftigt werden im kaufmännischen Bureau etwa zehn, im technischen Bureau fünfzehn bis zwanzig Angestellte. Im ausführenden Betriebe sind durchschnittlich 170 ungelehrte und 130 gelernte Arbeiter tätig, ferner auch drei Zimmerlehrlinge. Benutzt wird eine große Anzahl Maschinen aller Art.

Die Auffassung der Vorinstanz — so meinte das Sächsische Oberverwaltungsgericht, das fragliche Unter-

nehmen sei als Fabrik anzusehen, erscheint nicht unbedenklich, denn der Werkplatz der Firma kann wohl kaum als Fabrikanlage gelten. Weiterhin widerstreitet es auch dem allgemeinen Sprachgebrauch und der Auffassung des Verkehrs, einen Großbetrieb des Hochbaugewerbes als Fabrik zu bezeichnen, und das Gleiche gilt für Großbetriebe des Tiefbaugewerbes.

Auf der anderen Seite würde es eine Verkenning des Begriffs des Handwerks bedeuten, wollte man ihm sämtliche, auch die größten, mit kaufmännischer Leitung und weitgehender Arbeitsteilung ausgestatteten Baubetriebe zurechnen. Die Verwendung gelernter Arbeiter, mit der die Handwerkskammer die Annahme eines Handwerksbetriebes begründen will, ist nichts dem Handwerk Eigentümliches. Unerheblich erscheint weiterhin, daß die Inhaber der fraglichen Firma in einem Großmaurerbetriebe ausgebildet sind, und daß drei Lehrlinge sich in dem Geschäft befinden. — Auch der Vergleich mit den Großmaurerbetriebe und mit ähnlichen Bauunternehmungen kann nicht zugunsten der Auffassung der Handwerkskammer ausschlagen. Denn die Herstellung von Eisenbeton bildet eine Besonderheit des Baugewerbes, und die Betriebsweise zeigt eine besondere Eigenart, da wissenschaftlich gebildete Ingenieure zur Mitarbeit notwendig sind, und zwar nicht nur bei der Fertigung der Pläne und Zeichnungen, sondern auch bei der Ausführung der Arbeiten. Namentlich diese erfordert die fortgesetzte Leitung und Überwachung durch Personen, welche die Regeln der Ingenieurwissenschaft beherrschen.

Nach alledem kann der fragliche Betrieb keinesfalls als ein handwerksmäßiger angesehen werden, was dahin führen muß, die Inhaber des Geschäfts nicht zur Handwerkskammer als beitragspflichtig zu erachten. (Sächsb. Oberverwaltungsger. Nr. 95. I/14.) R.

Das Recht auf den eigenen Namen.

Urteil des Reichsgerichts vom 16. Dezember 1915.

Leipzig, 16. Dezember. (Ein bemerkenswerter Warenzeichenstreit um den Gebrauch des eigenen Namens beschäftigte am 16. Dezember 1915 den dritten Strafsenat des Reichsgerichts. Der Ziegeleifachmann Gustav Cäsar war bis zum Jahre 1913 in Sinzig a./Rh. technischer Leiter des Sinziger Werkes der „Vereinigten Mosaikplattenwerke A.-G.“ zu Friedland (Mecklenburg)-Sinzig gewesen. Auf seine Veranlassung wurde für die Fabrikate der Gesellschaft das Warenzeichen „Cäsarplatte“ am 21. Januar 1907 in die Zeichenrolle des Patentamtes eingetragen. Im Jahre 1913 vertauschte Cäsar seine Sinziger Stellung mit dem Posten eines technischen und kaufmännischen Leiters der „Mosaikplatten- und Schamottwerke A.-G.“ in Unterwiesendörfer bei Sandersleben (Anhalt), wo er Mitte 1915 zum alleinigen Vorstandsmitglied und Direktor aufrückte. Im Einverständnis mit dem Aufsichtsrat der Unterwiesendörfer Werke führte er im Frühjahr 1914 für deren bisher namenlose Erzeugnisse die neue feststehende Bezeichnung „Fabrikat Cäsar“ ein, die diese Marke auf den fabrizierten Fußbodenbelag-

platten an und präs in mehreren Inseraten in der Fachzeitschrift „Baumaterialienmarkt“ die neue „Unterwiesendörfer Mosaikplatte Fabrikat Cäsar“ an. Da es sich hier, genau wie bei den Sinziger Produkten, hauptsächlich um rote Platten handelte, erblickte die Friedländer Gesellschaft, Cäsars frühere Arbeitgeberin, in dieser neuen Signierung des Unterwiesendörfer Konkurrenzfabrikats einen unerlaubten Eingriff in ihr eignes Warenzeichenrecht für die „Cäsarplatte“ und stellte gegen Cäsar, der eine Warnung durch den Patentanwalt des Sinziger Werkes unbeachtet ließ, Strafantrag wegen Warenzeichenmißbrauchs.

Die Strafkammer beim Amtsgericht Bernburg hat daher am 16. September 1915 den Direktor Cäsar wegen Vergehens gegen §§ 14, 20 des Warenzeichengesetzes zu dreihundert Mark Geldstrafe verurteilt und die Beseitigung der unerlaubten Kennzeichnung „Fabrikat Cäsar“ von den Unterwiesendörfer Platten verfügt. Der Gebrauch dieser Bezeichnung stellte eine mißbräuchliche Benutzung des Sinziger Warenzeichens „Cäsarplatte“ dar, ist also objektiv rechtswidrig. Der kleine Unterschied im Wortlaut beider Marken („Fabrikat“ bei Unterwiesendörfer, „Platte“ bei Sinzig) kann nur für erfahrene Spezialisten der Plattenindustrie ein brauchbarer Hinweis auf die verschiedene Herkunft der Platten sein. Kleinere und mittlere Baufirmen aber, die ebenfalls den „Baumaterialienmarkt“ als Bezugsquellennachweis für Fußboden- und Wandplatten benutzen, werden mangels solcher Spezialkenntnisse die „Cäsarplatten“ und die „Fabrikat Cäsar“-Platten kaum auseinanderhalten können. Mithin besteht die Gefahr einer Verwechslung beider ähnlich klingenden Bezeichnungen im Verkehr beim kaufenden Durchschnittspublikum. Diese widerrechtliche Gefährdung des Sinziger Zeichenrechtes durch Verwechslung mit der Unterwiesendörfer Marke hat Cäsar gekannt und ist dafür verantwortlich. Rechtzeitig gewarnt, hat er den Warenzeichenmißbrauch auf die Gefahr hin unternommen, in fremde Rechte einzugreifen.

Cäsars Revision, die behauptete, es liege nur ein gemäß § 13 des Warenzeichengesetzes durchaus erlaubter Gebrauch seines eigenen Familiennamens vor, wurde vom Reichsgericht auf Antrag des Reichsanwalts als unbegründet verworfen: Da Cäsar nur angestellter Betriebsleiter, nicht etwa Inhaber des Unterwiesendörfer Werkes war, hatte er keinen Anspruch auf unbeschränkten Gebrauch seines Namens für dasselbe; denn die schrankenlose Namensfreiheit nach § 13 gilt nur für den eignen Geschäftsbetrieb. Die von Fingers Kommentar vertretene Ansicht, daß man die freie Benutzung seines eigenen Namens zu Geschäftszwecken auch einem anderen gestatten könne, also, wie hier, ein Direktor seiner Aktiengesellschaft ist nicht haltbar. Es ist unzulässig, die Rechtswohltat des § 13 durch derartige Namensübertragung und Gestattungsverträge zur Umgehung des Gesetzes und zur Schädigung fremder Zeichenrechte auszuhebeln. Die Unterwiesendörfer Werke hatten also kein Recht, ungeachtet der Sinziger Zeichenrechte ihre Platten ebenfalls mit „Cäsar“ zu bezeichnen, weil ihr Direktor zufällig Cäsar hieß. Die Verwechslungsmöglichkeit beider Zeichen ist völlig erwiesen. (Aktenzeichen: 3 D. 801/15.) Sk.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Berechnung durchlaufender Träger und mehrstiegliger Rahmen nach der Methode des Zahlenrechtecks. Fertige Einflußlinien aller vorkommenden Werte. Tabellen für Stockwerksrahmen. Von Dr.-Ing., Dr. sc. nat. Victor L.ewe. Kommissionsverlag von R. Noske. Born-Leipzig 1916.

Die Schrift enthält eine neue, rein rechnerische Methode zur Berechnung durchlaufender Träger, mehrstie-

gliger Rahmen und überhaupt aller Konstruktionen, deren durchlaufender Trägerbalken entweder frei aufliegt oder steif mit den Stützen verbunden ist. Das Verfahren ähnelt dem bekannten graphischen Verfahren insofern, als zunächst durch einen Kettenbruch die Fixpunktlagen als echte Brüche und sodann aus diesen die Einflußwerte der statisch Unbestimmten berechnet werden. Es wird gezeigt, daß die im Anhang aufgestellten Tabellen und gewisse durch das Verfahren zu berechnende Multiplikatoren für alle Einflußlinien der Momente, Quer- und Auflagerkräfte ausreichen. Für Sonderfälle durchlaufender Träger mit gleichem Steifigkeitsverhältnis, d. i. einem

gleichbleibenden Verhältnisse zwischen der Stützweite und dem innerhalb einer Öffnung gleich groß angenommenen Trägheitsmoment und mehrstieliger Rahmen mit gleicher Stützhöhe (Stockwerksrahmen) werden auch die vorerwähnten Multiplikatoren unmittelbar angegeben, sodaß in diesem Falle also die Einflußlinie irgend einer statisch Unbestimmten ohne weiteres aus der Abhandlung zu entnehmen ist.

Anschließend an ein die bisherige Behandlung der durchgehenden Träger geschichtlich würdigendes Vorwort bespricht der Verfasser in dem ersten Teile: „Theoretische Betrachtung“ die Behandlung der frei aufliegenden Träger und die Anwendung des hierfür entwickelten Verfahrens auf mehrstielige Rahmen. Als Anwendungen werden in einem zweiten Teil behandelt:

Durchlaufender Träger auf n Mittelstützen freigelagert mit veränderlichem, aber in jedem Felde gleichbleibendem Trägheitsmoment, ferner solche Träger mit beliebiger Stützverbindung, frei gelagert, steif verbunden, an den Enden eingespannt, Stützen unten eingespannt oder gelenkartig gelagert. Anschließend hieran werden Tabellen für die Momente in Stockwerksrahmen mit beliebigen vielen Öffnungen gleichen Steifigkeitsverhältnisses, Zahlenrechtecke, und der freiaufliegende Träger behandelt mit verschiedenen Öffnungsweiten aber gleichen Steifigkeitsverhältnissen nebst seinen Zahlenrechtecken. Im Anhang endlich sind die Ordinaten der Einflußlinien aller Querschnittskräfte der behandelten Träger und Tabellen für die Streckenlasten gegeben.

Die auch durch Beispiele erläuterte Schrift sei, im besonderen in ihren Endergebnissen, allen beteiligten Fachkreisen empfohlen. Zu einem eingehenderen Eindringen sind allerdings mathematische Kenntnisse erforderlich, welche nicht unerheblich über das fachliche Wissen des normalen Bauingenieurs hinausgehen.

M. F.

C. Bach und R. Baumann: Festigkeitseigenschaften und Gefügebilder der Konstruktionsmaterialien. Berlin, Verlag Julius Springer 1916. Preis geb. 12,— M.

Das von den hervorragenden Verfassern herausgegebene Werk geht von dem Gesichtspunkte aus, den in der Praxis stehenden Ingenieur möglichst rasch über das Tatsachenmaterial zu unterrichten, das die neueren Forschungen auf dem Gebiete der Elastizität und Festigkeit der Konstruktionsstoffe geliefert und erwiesen haben. Dem Sinne dieser Aufgabe war es angepaßt — und hierin dürfen die Verfasser der Zustimmung ihrer Leser sich versichert halten — alles das als bekannt vorauszusetzen, das als Allgemeinut der Technik zu gelten hat.

Mitgeteilt und wissenschaftlich verwertet sind in diesem Zusammenhange die Prüfungsergebnisse von Flußeisen, Flußstahl, Werkzeugstahl, Sonderstahl, Stahltemper- und Temperstahl-Guß, von Schweßeisen, Gußeisen, Hartguß, ferner von Kupfer und seinen Legierungen, von Aluminium, Aluminiumguß, von einer Anzahl Blei-, Nickel- usw. Legierungen (unter ihnen auch von Hartblei), ferner von Nichtmetallen, unter denen besonders Leder, Holz, Beton und Steine hervorzuheben sind. In einem sehr lezenswerten kurzen Anhang ist dann noch einiges über die Vorbereitung von Probestücken zur metallographischen Untersuchung sowie über die Gefügebestandteile bei Eisen und Stahl mitgeteilt.

Alle Ausführungen sind durch klare und bezeichnende Abbildungen in bester Weise unterstützt. Der Text ist,

da es sich um die Wiedergabe von Ergebnissen handelt, kurz und übersichtlich gehalten. Alles in allem liegt hier eine Zusammenfassung vor, welche ihren Weg in die Arbeitswerkstätte des Ingenieurs — namentlich des Maschinen-Ingenieurs — finden und deren großer Nutzen dort allseitig dankbar anerkannt werden wird. Das Buch sei deshalb allen Fachkreisen bestens empfohlen. M. F.

„Industrie und Handwerk“ mit besonderer Berücksichtigung der Betonbau-Industrie. Von Dr. Paul Wildner, Syndikus des Deutschen Beton-Vereins. Buchdruckerei v. F. E. Boden, G. m. b. H., Dresden.

Die allen Mitgliedern des Deutschen Beton-Vereins und staatlichen in Frage kommenden Stellen zugesandte wertvolle und inhaltreiche Broschüre befaßt sich zunächst im allgemeinen mit der Zugehörigkeit zum Handwerk oder Nichthandwerk, der Zugehörigkeit zu den Vertretungen dieser bzw. denen des Handels und der Industrie. Anschließend werden wichtige Bescheide und Entscheidungen, Ministerialerlasse und Verfügungen mitgeteilt und Muster von Einsprüchen und Beschwerden gegen die Heranziehung zu Handwerkskammern und Zwangsinnungen gegeben. In allen den Erörterungen wird der Beweis dafür gegeben, daß der Betonbau nicht als Handwerk anzusprechen sei, daß der innere Charakter der Betonunternehmungen dies ausschließe, da der Betonbau nichts mit dem geschichtlichen Bauhandwerk zu tun habe, sondern ein Industriezweig sei, der aus wissenschaftlicher Forschung hervorgegangen ist und ein neuzeitliches Gewerbe darstellt, das keinerlei Beziehungen zur Betriebsform des Handwerkes aufweist.

Möge dieser durchaus richtige und gerechtfertigte Standpunkt der Vertreter des Betonbaues und des Verbundbaues bald in allen maßgebenden Kreisen Eingang finden und die Stellung der Betonbau-Industrie als Teil unserer großen deutschen Industrie allseitig anerkannt werden. Bis dahin werden allerdings — darüber müssen wir uns klar sein — noch manche Hindernisse, aus Unkenntnis oder Übelwollen geboren, zu beseitigen sein. Daß aber die vorstehend dargelegte Auffassung siegen wird, davon dürfen wir schon heute überzeugt sein, namentlich wenn ein jeder an seinem Teil dazu beiträgt, aufklärend zu wirken und gegen jede unrichtige Behandlung der einzelnen Betonunternehmungen sofort an zuständiger Stelle in jedem Einzelfalle Beschwerde erhebt!

M. F.

„Nach Osten“ von Sven Hedin. Leipzig, F. A. Brockhaus 1916. Preis 1 M.

Ein jeder Deutscher kennt Sven Hedins Kriegserlebnisse aus dem Westen. Ihnen reißt sich würdig seine neue Beschreibung des Krieges an der Ostfront und des dort Erlebten und Gesehenen an. In anschaulicher Weise ziehen an dem Leser die gewaltigen Kriegereignisse und ihre Stätten vorüber, um so lebenswahr, als der Verfasser in den wichtigsten Augenblicken diesen Kämpfen angeohnt, dabei war bei dem ewig denkwürdigen Durchbruch von Gorlice und allen den Männern auf seiner Fahrt nahe treten konnte, die im Osten so Großes erreicht und die russische „Dampfwalze“ aufgehalten und zerstückt haben. Gerade diese vielen persönlichen Erinnerungen machen das Werk besonders lezenswert. „Nach Osten“ wird dem deutschen Volke eine dauernd wertvolle Erinnerung an die Kämpfe des Jahres 1915 an der Ostfront bleiben.

M. F.

Dem Verfasser größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einsendung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.

Für die Schriftleitung verantwortlich: M. Foerster, Dresden-Blasewitz. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.